



EESTI MAAÜLIKOOL  
Metsandus- ja maaehitusinstituut

**Gerly Annok**

**MOBIILSE LASERSKANEERIMISE KÕRGUSLIK TÄPSUS  
KINNISE JA OSALISELT AVATUD TAEVALAOTUSE  
KORRAL**

MOBILE LASER SCANNING ELEVATION DATA ACCURACY  
IN CLOSED AND PARTIALLY OPEN SKY AREA

Magistritöö  
Geodeesia ja maakorralduse õppekava

Juhendaja: dotsent Natalja Liba, *PhD*  
Kaasjuhendaja: juhtiv insener Valdar Tammin, *MSc*

Tartu 2019

Eesti Maaülikool Kreutzwaldi 1, Tartu 51014		Magistritöö lühikokkuvõte	
Autor: Gerly Annok		Õppekava: Geodeesia ja maakorraldus	
Pealkiri: Mobiilse laserskaneerimise kõrguslik täpsus kinnise ja osaliselt avatud taeva laotuse korral			
Lehekülgi: 83	Jooniseid: 29	Tabeleid: 18	Lisasid: 3
Õppetool: ETIS-e teadusvaldkond ja CERC S-i kood:		Geomaatika 4. Loodusteadused ja tehnika, Geodeesia (P515)	
Juhendajad:		Dotsent Natalja Liba, Juhtiv insener Valdar Tammin	
Kaitsmiskoht ja aasta:		Tartu 2019	
<p>Magistritöö eesmärgiks on hinnata mobiilse laserskaneerimise kõrguslikku täpsust keerulises keskkonnas.</p> <p>Andmed saadi 2018. aasta aprillis läbi viidud Kunda linna tänavate mõõdistuselt, milleks kasutati mobiilse laserskaneerimise süsteemi. Samal ajal toimus ka RTK GNSS mõõdistamine. Uurimistöö jaoks valiti kaks polügooni. Ühte polügooni piiravad kõrged puud ning teist polügooni piiravad osaliselt kõrged puud. Mobiilse laserskaneerimise süsteemi kõrgusliku täpsuse hindamiseks arvutati trajektoorid nelja arvutusskeemiga, kasutades järgnevaid andmeid: Kunda GNSS püsijaam, mõõteala kõrvale paigaldatud GNSS tugijaam, otseedastatud satelliidi efemeriidid ning lõplikud täpsed satelliidi orbiidi efemeriidid. Kõrguslikku täpsust hinnati kahel polügooni kindelpunktil, mis vastavad nivelleerimise 2. klassi täpsusele.</p> <p>Uurimistöö tulemusel saadi esimese polügooni kõrguslikuks veaks 7 mm, kui kasutati Kunda püsijaama andmeid nii otseedastatud kui ka täpsete efemeriididega. Teise polügooni veaks saadi vastavalt 17 mm ja 19 mm. Mitteideaalses keskkonnas oleva tugijaama ja otseedastatud efemeriididega saadi esimesel polügoonil veaks 103 mm ja teisel 75 mm. Kui tugijaama andmetele lisati täpsed efemeriidid, oli esimese polügooni kõrguslik viga 6 mm ja teisel 21 mm. Uurimistöö tulemustest saab järeldada, et mobiilse laserskaneerimise süsteemiga on võimalik saada umbes 2 cm täpsus isegi keerulises keskkonnas.</p>			
Märksõnad: mobiilne laserskaneerimine, punkt pilv, kõrguslik täpsus, dünaamiline skaneerimine			

Estonian University of Life Sciences Kreutzwaldi 1, Tartu 51014		<b>Abstract of Master's Thesis</b>	
Author: Gerly Annok		Speciality: Geodesy and Land Management	
Title: Mobile laser scanning elevation data accuracy in closed and partially open sky area			
Pages: 83	Figures: 29	Tables: 18	Appendixes: 3
Chair:		Geomatics	
Field of research and (CERC S) code:		4. Natural Sciences and Engineering, Geodesy (P515)	
Supervisors:		Associate professor Natalja Liba, Leading engineer Valdar Tammin	
Place and date:		Tartu 2019	
<p>The aim of the Master's Thesis is to assess the mobile laser scanning elevation data accuracy in complicated environment.</p> <p>The data in the current study was obtained in April 2018 when the streets of Kunda town were measured by using the mobile laser scanning system. At the same time was conducted the RTK GNSS survey. To accomplish the aim of the study, two polygons were chosen. One polygon is edged by tall trees and second polygon is partially edged by tall trees. For the elevation data accuracy assessment of mobile laser scanning system, four calculation schemes for trajectories were applied, using the following data: the GNSS reference station of Kunda, GNSS base station that was installed next to the measuring site, raw broadcast orbit ephemerides and final precise satellite orbit ephemerides. The elevation data was assessed on two known points that accord to levelling second class accuracy.</p> <p>As a result of the study, the error of the elevation data in the first polygon was 7 mm, when Kunda reference station data was used with raw broadcast and final ephemerides. Error in the second polygon was accordingly 17 mm and 19 mm. When in the calculations were used raw broadcast ephemerides and base station that was not in perfect environment, the error in the first polygon was 103 mm and in the second 75 mm. When the precise ephemerides were added to base station data, the error in the first polygon was 6 mm and in the second 21 mm. From the results of this study, it could be concluded that the mobile laser scanning system measures in 2 cm accuracy even in complicated environment.</p>			
Keywords: mobile laser scanning, point cloud, vertical accuracy, kinematic measuring			

# SISUKORD

LÜHENDID.....	6
SISSEJUHATUS.....	7
1. KIRJANDUSE ÜLEVAADE .....	9
1.1 Laserskaneerimine .....	9
1.2 Mobiilne laserskaneerimine .....	11
1.3 Mobiilse laserskaneerimise süsteemi komponendid.....	13
1.3.1 Laserskanner .....	13
1.3.2 Inertsiaal mõõtmise osa ja inertsiaalnavigatsiooni süsteem .....	16
1.3.3 Globaalne satelliitnavigatsioonisüsteem.....	18
1.3.4 Läbitud teekonna mõõtja .....	21
1.4 Koordinaatide saamine mobiilse laserskaneerimise süsteemiga .....	22
1.5 Mobiilse laserskaneerimise süsteemiga tehtud kõrgusliku täpsuse tööd .....	24
1.5.1 Tehtud kõrgusliku täpsusega seotud uurimistööd välismaal.....	24
1.5.2 Tehtud kõrgusliku täpsusega seotud uurimistööd Eestis .....	27
2. UURIMISTÖÖ MATERJAL JA METOODIKA.....	29
2.1 Uurimistöö objekt .....	29
2.2 Mobiilse laserskaneerimise läbiviimine Kunda linnas .....	30
2.3 Uurimistöös kasutatud materjalid ja metoodika .....	34
3. UURIMISTÖÖ TULEMUSTE ANALÜÜS.....	46
3.1 RTK GNSS andmete analüüs.....	46
3.2 Kunda püsijaama, mobiilse laserskaneerimise ning otseedastatud ja lõplike täpsete satelliidi orbiidi efemeriidide andmetega saadud trajektoori tulemuste analüüs .....	48
3.3 Tugijaama, mobiilse laserskaneerimise ning otseedastatud ja lõplike täpsete satelliidi orbiidi efemeriidide andmetega saadud trajektoori tulemuste analüüs.....	55
3.4 Arutelu .....	61
KOKKUVÕTE .....	68
VIIDATUD KIRJANDUS .....	70
MOBILE LASER SCANNING ELEVATION DATA ACCURACY IN CLOSED AND PARTIALLY OPEN SKY AREA .....	74
LISAD.....	76
Lisa 1. Tugijaama arvutusel saadud vektorite keskmised ruutvead.....	77
Lisa 2. Punktipilve tasandamisjärgsed aruanded .....	78
Kunda püsijaama, mobiilse laserskaneerimise ja otseedastatud efemeriidide andmete tasanduse aruanne .....	78

Kunda püsijaama, mobiilse laserskaneerimise ja täpsete satelliidi orbiidi efemeriidide andmete tasanduse aruanne.....	79
Mõõteala kõrvale pandud tugijaama, mobiilse laserskaneerimise ja otseedastatud efemeriidide andmete tasanduse aruanne .....	80
Mõõteala kõrvale pandud tugijaama, mobiilse laserskaneerimise ja täpsete satelliidi orbiidi efemeriidide andmete tasanduse aruanne .....	81
Lisa 3. RTK GNSS mõõtmiste raport .....	82

## LÜHENDID

ALS	<i>Airborne Laser Scanning</i>	Aerolaserskaneerimine
CCD	<i>Charged Coupled Device</i>	Laengsidestusseadis
DMI	<i>Distance Measurement Instrument</i>	Läbitud teekonna mõõtja
EH2000	<i>Estonian Heights 2000</i>	Eesti kõrgussüsteem alates 2018. aastast
GAMS	<i>GPS Azimuth Measurement Subsystem</i>	GPS asimuudi mõõtmise allsüsteem
GLONASS	<i>Глобальная навигационная спутниковая система (Global'naya Navigatsionnaya Sputnikovaya Sistema)</i>	Venemaa Föderatsiooni satelliitnavigatsioonisüsteem
GNSS	<i>Global Navigation Satellite System</i>	Globaalne satelliitnavigatsioonisüsteem
GPS	<i>Global Position System</i>	Globaalne positsioneerimissüsteem (Ameerika Ühendriikide satelliitnavigatsioonisüsteem)
HDOP	<i>Horizontal Dilution of Precision</i>	Horisontaalne asukohamääramise vähenemine
IMU	<i>Inertial Measurement Unit</i>	Inertsiaal mõõtmise osa
INS	<i>Inertial Navigation System</i>	Inertsiaalnavigatsiooni süsteem
MEMS	<i>Micro Electro Mechanical Systems</i>	Elektromehaaniline mikrosüsteem
MLS	<i>Mobile Laser Scanning</i>	Mobiilne laserskaneerimine
PDOP	<i>Position Dilution of Precision</i>	Positsiooni asukohamääramise vähenemine
POSPac MMS	<i>Position and Orientation System Mobile Mapping Suite</i>	Positsiooni ja suuna süsteemi komplekt mobiilseks kaardistamiseks
PPK	<i>Post-Processed Kinematic</i>	Töötlemisjärgne kinemaatiline
RINEX	<i>Receiver Independent Exchange Format</i>	Vastuvõtjast sõltumatu andmevahetusformaat
RTK	<i>Real-Time Kinematic</i>	Reaalaja kinemaatiline
TIN	<i>Triangulated Irregular Network</i>	Ebakorrapäraste kolmnurkade võrgustik
TLS	<i>Terrestrial Laser Scanning</i>	Terrestriline laserskaneerimine
VDOP	<i>Vertical Dilution of Precision</i>	Vertikaalne asukohamääramise vähenemine

## SISSEJUHATUS

Geodeesia on üha kiiremini arenev teadusharu tänu tehnoloogia arengule. Teodoliit on juba ajalugu ning käes on elektrontahhümeetrite, globaalse satelliitnavigatsioonisüsteemide ja laserskannerite ajastu. Instrumendid lähevad aina võimsamaks, kiiremaks ja täpsemaks, mistõttu nõuavad geodeesia teenuseid ostvad kliendid täpset tööd vähese ajakuluga. Üheks lahenduseks oleks joonobjektide - nagu teede või liinide mobiilne laserskaneerimine, mis võimaldab mõõta väliskeskkonnast andmeid kiiresti ja järeltöötuse tulemusel ka täpselt.

Mobiilset laserskaneerimise süsteemi omab Eestis vaid üks ettevõte – Rakendusgeodeesia ja Ehitusgeoloogia Inseneribüroo OÜ (edaspidi REIB OÜ). Väljaspool Eestit on antud süsteem rohkem levinud ning seda kasutatakse mõõdistustel üha rohkem. Seetõttu on ka välismaal väga palju uuritud mobiilse laserskanneri täpsust erinevate meetoditega ning erinevates oludes. Eestis on huvi mobiilse laserskanneri vastu kasvanud viimaste aastate jooksul. Siiani pole Eestis uuritud otseedastatud ja lõplike täpsete satelliidi orbiidi efemeriidide ning ideaalses ja mitteideaalses keskkonnas oleva GNSS püsijaama mõju mobiilse laserskaneerimise süsteemi kõrguslikule täpsusele. Antud magistritöö selgitab välja, missugune kombinatsioon tagab kõige täpsemad kõrguse andmed.

Magistritöö koosneb kolmest osast. Esimeses osas on tutvustatud laserskaneerimist, mobiilset laserskaneerimist ja selle komponente. Kirjeldatud on ka koordinaatide saamine mobiilse laserskaneerimise süsteemiga. Lisaks on tehtud lühike ülevaade mitmetest mobiilse laserskanneri kõrgust hindavatest uurimistöödest, mis on tehtud nii välismaal kui ka Eestis. Teises osas on kirjeldatud uurimistöö objekti, meetodikat ja kasutatud materjale. Kolmandas osas analüüsitakse saadud tulemusi detailsemalt ning seejärel on tehtud ülevaatlik kokkuvõte.

Magistritöö andmed saadi REIB OÜ poolt tehtud mõõdistuselt Kundas 2018. aasta aprillis. Mõõdistusel kasutati mobiilset laserskaneerimise süsteemi. Lisaks mõõtis magistritöö autor GNSS seadmega kahel punktil kõrguslikke andmeid samal ajal kui toimus mobiilne laserskaneerimine. Üks punkt asus kohas, mida piirasid mõlemalt poolt kõrged puud ning teist punkti piirasid kõrged puud vaid ühest küljest.

Magistritöö eesmärgiks on hinnata mobiilse laserskaneerimise kõrguslikku täpsust keerulises keskkonnas. Keerulise (ja mitteideaalse) keskkonna all mõeldakse antud uurimistöös ala, kus on kõrged objektid, mis segavad satelliidi signaali jõudmist vastuvõtjasse. Enne töö teostamist püstitati järgnevad hüpoteesid:

- Väga hea asukohaga tugijaama kasutamine tagab täpsemad kõrguslikud andmed, kui mõõteala kõrvale pandud piiratud horisondiga tugijaama kasutamine;
- Täpsete satelliidi efemeriidide arvutusse kaasamine parandab kõrguslike andmete täpsust;
- Järeltöötlus tagab mobiilse laserskaneerimise süsteemi eriaegadel hangitud mõõdistusandmete kõrgusliku täpsuse;
- Mobiilse laserskanneri kõrguslik täpsus on parem RTK GNSS mõõtmiste täpsusest võrreldes nivelleeritud kõrgusega.

Magistritöö autor tänab oma juhendajaid Natalja Liba ja Valdar Tammininit. Lisaks tänab töö autor ettevõtet REIB OÜ, mille riist- ja tarkvara sai kasutatud magistritöö eesmärgi saavutamiseks.



# 1. KIRJANDUSE ÜLEVAADE

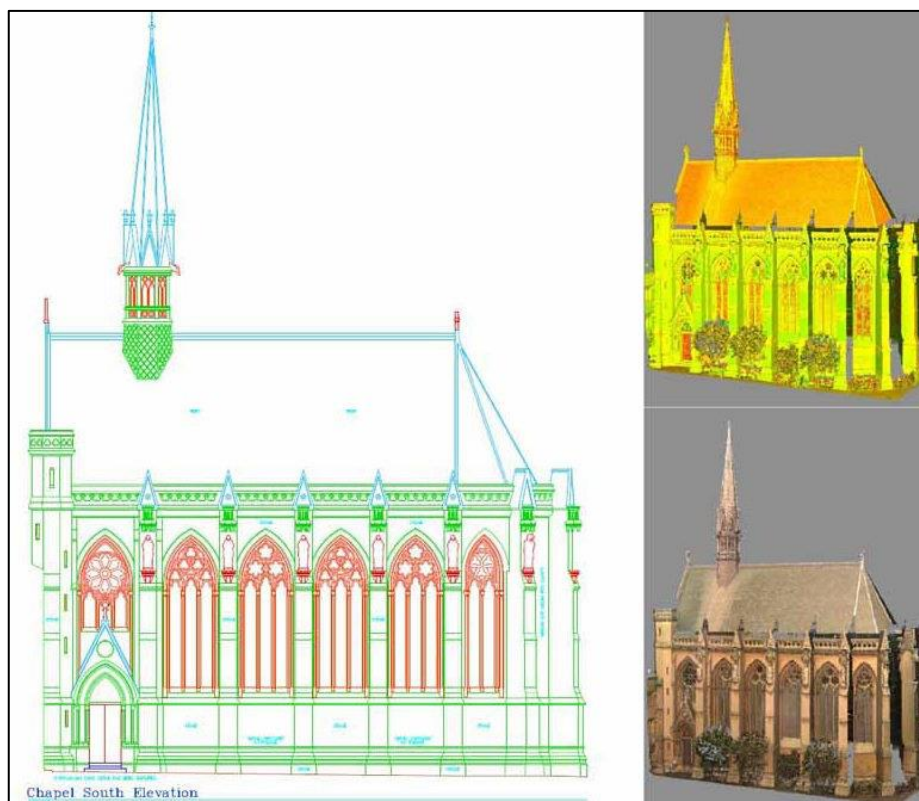
## 1.1 Laserskaneerimine

Alates 1960ndatest aastatest on laseril olnud suur roll täpsetes loodusteaduslikes mõõtmistes. Laserskaneerimise alguseks peetakse 1958. aastat, mil kaks teadlast Charles Townes ja Arthur Schawlow pakkusid välja laserkiire väga täpse jälgimise pikkadel distantidel. Laserit hakati laialdaselt kasutama mõõtmistel aga alates 1970ndatest. (Heritage, Large 2009: 1) Esimene maapealne laserskanner, mida võib pidada tänapäeva laserskannerite eelkäijaks, tuli turule 1998. aastal. Cyrax 2400 laserskanner (täpsus  $\pm 4$  mm kuni 50 m kaugusel), mis kuulub firmale Leica Geosystems, mõõdab maksimaalselt 800 punkti sekundis 100 m kaugusele (Joonis 1). (Shan, Toth 2009: 79) Mida aeg edasi, seda täpsemaid ning kiiremaid laserskannereid toodetakse, mis suurendab andmehulki. Sellega peavad omakorda tulema toime arvutisüsteemid.



**Joonis 1.** Maapealne laserskanner Cyrax 2400, mis kaalub 37 kg. Vasakpoolsel pildil on veel näidatud kontrollsüsteem (arvuti) suurema kasti peal, kuhu salvestatakse andmed ja akumoodul (väiksem kast). (Vasakpoolsel pildi allikas: Gordon S. jt 2001: 26; parempoolsel pildi allikas: Hess, s.a)

Laserskaneerimine on mõõdistamise meetod, mis kasutab välise keskkonna või objekti fikseerimiseks laserkiiri. Mõõdistamisel kasutatakse lasertehnoloogiat, mis mõõdab andmeid kolmemõõtmelises ruumis, saades nii kuju kui ka kaamerat kasutades värvi poolest õige kujutise objektist (Joonis 2). Laserskaneerimise tulemuseks on miljonitest punktidest koosnevad punktipilved, mis töödeldakse ühtseks koguks. Laserskaneerimise andmetega tehakse nii välis- kui ka sisekeskkonna plaane, kõrgusmudeleid, 3D-mudeleid jpm. Laserskannereid kasutatakse paljudes teadusharudes sh meditsiinis, kriminalistikas ja inseneriteadustes.



**Joonis 2.** Exeteri kolledž Oxfordis algse punktipilve ja tegelike värvidega ning 2D joonis vaatest. (Warner Surveys)

Laserskaneerimist viiakse läbi erinevate platvormide pealt. Selle järgi toimub ka laserskaneerimise jaotumine (Joonis 3). Eristatakse terrestrilist laserskaneerimist (TLS) ja aerolaserskaneerimist (ALS), millest esimene jaotub veel staatiliseks ja mobiilseks laserskaneerimiseks. Staatilist laserskaneerimist teostatakse fikseeritud asukohast, mis tagab kõrge andmete täpsuse ning tiheda punktipilve. Suure uurimisala skaneerimine võib aga antud

meetodi kasutades olla väga ajakulukas paljude seisupunktide tõttu. Mobiilse laserskaneerimise korral toimub ruumiandmete mõõdistamine samal ajal kui platvorm, millele skanner on asetatud, liigub. Liikuv platvorm võib olla nii auto, paat, rongivagun kui ka inimene. Võrreldes staatilise laserskaneerimisega, saab mobiilse laserskanneriga andmed kiiremini suuremalt alalt, kuid täpsus ei ole alati samaväärne, sest mobiilne laserskaneerimine sõltub ka teistest süsteemidest peale laserskanneri. Mobiilset laserskaneerimist võib oma süsteemi ja mõõtmisviisi poolest võrrelda aerolaserskaneerimisega. Aerolaserskaneerimist teostatakse õhus, näiteks drooni, helikopteri või lennuki pealt. Antud meetod katab ruumiandmetega suure maa-ala väikese ajaga, kuid täpsusklass on madalam kui staatilisel ja mobiilsel laserskaneerimisel. Võrreldes TLS-iga erineb aerolaserskaneerimisel vaatenurk objektile (ülevalt alla), mille abil saab täiendada TLS-iga mõõdetud andmestikku.



**Joonis 3.** Laserskaneerimise jagunemine: silla staatiline laserskaneerimine, statiivilt (Scan Surveying 2016); mobiilne laserskaneerimine tänaval, liikuva auto pealt (Position Partners); reljeefi aerolaserskaneerimine õhusõidukilt. (Cleantech Sunshine Coast 2017)

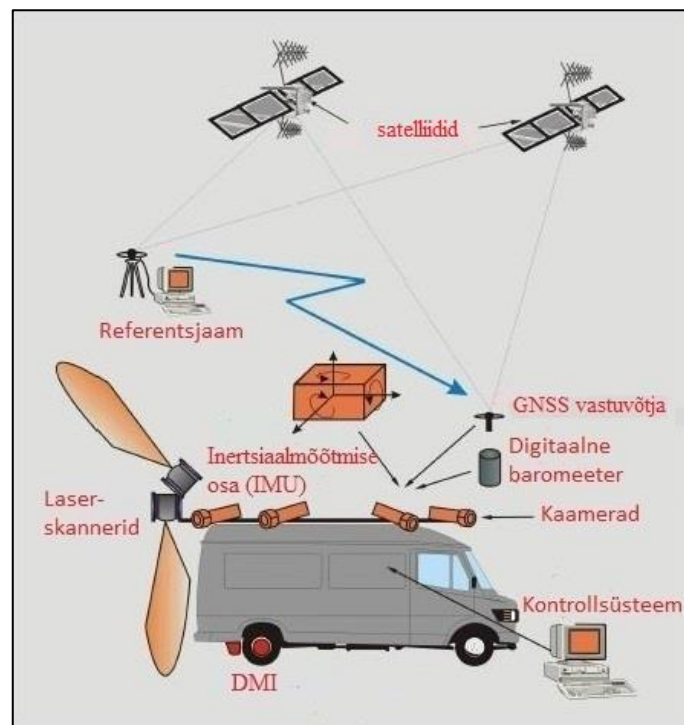
Antud magistritöös tehakse mõõtmine mobiilse laserskaneerimise süsteemiga, mistõttu on järgnevalt pikemalt tutvustatud mobiilse laserskaneerimise olemust ja tehtud töid.

## 1.2 Mobiilne laserskaneerimine

Mobiilne laserskaneerimine (MLS) on kinemaatiline georuumiliste andmete kogumise viis keskkonnast, mis kasutab laserskannerit, GNSS positsioneerimise seadmeid, inertsaalmõõtmise ja inertsaalnavigatsiooni süsteemi ning tihtipeale läbitud teekonna mõõtjat ja fotokaamerat. Kõiki neid süsteeme sünkroniseerib ja kontrollib arvuti. Mobiilseks teeb

süsteemi kõigi eelpool mainitud seadmete asetatus liikuvale platvormile. Liikuva platvormina kasutatakse autot, paati, inimest jpm. MLSiga saadakse ilma füüsilise kontaktita, kiiresti ja mitme nurga alt ruumilist informatsiooni objekti kohta, olles efektiivne pikkade objektide mõõdistamisel nagu näiteks teed, maapealsed torustikud ja liinid.

Mobiilse laserskaneerimise idee on pärit hilisest 1980ndast ja varajasest 1990ndatest, kui esimene mobiilne kaardistamissüsteem töötati välja Ameerika Ühendriikides. Antud mobiilne süsteem koosnes GPS vastuvõtjast, kahest digitaalsest CCD (*Charge Coupled Device* – laengsidestusseadis) kaamerast, kahest värvi videokaamerast, kahest güroskoobist ja läbitud teekonna mõõdikust, mis olid kinnitatud kaubiku esirataste külge. 1990nda aastate keskpaigast alates hakati videokaameraid laserskanneritega asendama ning lisandus inertsiaalmõõtmise osa. (Goad, 1991; Novak 1991 viidatud Puente jt 2011: 1) Aasta-aastalt on süsteemide integreeritus, võimsus ja täpsus paranenud, mis võimaldab teha mobiilseid laserskaneerimise mõõtmisi juba millimeetrite täpsusega. Tänapäeval kuulub mobiilse laserskaneerimise süsteemi juurde aga veel mitmeid komponente, mis tagavad koos töötades täpse lõpptulemuse (Joonis 4). Peamiste süsteemi juurde kuuluvate komponentide tööpõhimõtet kirjeldatakse järgmistes peatükkides.



**Joonis 4.** Mobiilse laserskaneerimise komponendid: laserskannerid, inertsiaalmõõtmise osa (IMU), läbitud teekonna mõõtja (DMI), kontrollisüsteem, kaamerad, referentsjaam, GNSS vastuvõtja, satelliidid ja digitaalne baromeeter. (Gräfe 2008 viidatud Annok 2017)

Mobiilse laserskaneerimise süsteemiga saab mõõdistamist läbi viia kahel meetodil: peatu-ja-mööda või pideva skaneerimisega. **Peatu-ja-mööda** meetodil sõidab sõiduk sobivasse asukohta skaneerimiseks ning samal ajal, kui toimub laserskaneerimine, on sõiduk paigal. Selle meetodi ajal ei kasutata inertsiainavigatsiooni osa. Skaneerimise asukoha fikseerib ainult GNSS vastuvõtja. Antud meetod on sarnane staatilise laserskaneerimisega, kuigi ajakulu on väiksem. (Chan 2011: 13-14) Selle meetodi miinuseks on mõõtmiskohtade planeerimine. Vead planeerimisel võivad viia andmete tühimikkudeni.

**Pideva** meetodi korral liigub sõiduk samal ajal kui toimub laserskaneerimine. Andmeid saadakse pidevalt ja mitme nurga alt. Võrreldes peatu-ja-mööda meetodiga saadakse objektist vähem ja hõredamalt koordineeritud andmeid, sest süsteem on pidevas liikumises. Mida kiiremini liigutakse, seda hõredam on punktide tihedus. Koordinaatide täpsust mõjutab lisaks väliskeskkonnale veel GNSS, IMU ja DMI seadmete töötamine. Järeeltöötlusel kasutataval meetodikal on oluline osa lõpptulemuses.

Võrreldes traditsiooniliste geodeetiliste mõõtmisviisidega nagu tahhümeetiline mõõdistamine, on mobiilne laserskaneerimine kiirem ja ohutum. Üksikpunktide asemel saadakse sadu tuhandeid koordineeritud punkte sekundiga. Kui välitöö sujub MLSiga kiiremini, siis andmete järeeltöötlus ja joonestamine nõuavad rohkem aega.

## 1.3 Mobiilse laserskaneerimise süsteemi komponendid

### 1.3.1 Laserskanner

Laserskanner on instrument, mis kogub andmeid väliskeskkonnast, kasutades selleks laserkiirt. Kuidas laserkiire abil mõõteobjektilt koordineeritud andmed saab, sõltub laserskanneri töö põhimõttest. Laserskanneriga saab tulemuslikult teha mõõtmisi olenemata valgustustingimustest.

Inseneriteadustes kasutatakse mobiilsetes laserskaneerimise süsteemides enamasti kahte erinevat tüüpi laserskannereid – valguse kiiruse abil töötavaid laserimpulss-skannereid (*Time-of-Flight*) või faasinihkeskannereid (*Phase-shift*). Sobiv laserskanneri tüüp valitakse vastavalt töö iseloomule ja millist tulemust soovitakse. Järgnevalt on kirjeldatud mõlemat laserskanneri

tüüpi.

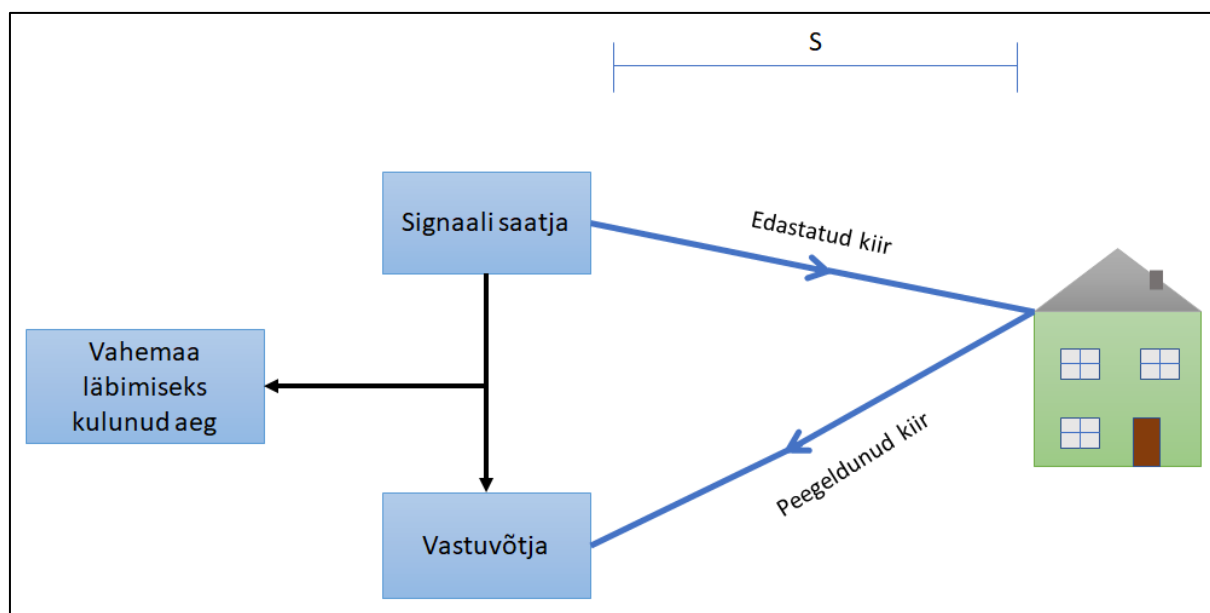
Valguse levimise kiiruse abil töötavad **lasersimpulss-skannerid** saadavad välja väga lühikese (enamasti 5 kuni 10 nanosekundit) laserimpulsi ning mõõdavad mõõdistusobjektilt skannerisse tagasipeegelduvate laserimpulsside kulgemise aega (Kukko 2013: 32). Kuna valguskiirus on teada, saab laserimpulsi levimiskiirusest arvutada objekti täpset kaugust (valem 1).

$$S = \frac{c \cdot \Delta t}{2} \quad (1)$$

kus  $c$  on valguse levimise kiirus vaakumis 299 792 458 m/s

$\Delta t$  on laserkiire väljasaatmise ja tagasitulemise aja vahe

Valguse levimise kiirus on välja arvatud vaakumipõhiselt, mistõttu tuleb laserkiire kiiruse arvutamisel võtta arvesse lisaks atmosfääri parand, mis on võrdne refraktsiooni väärtusega (Quintero jt 2008: 22). Täpse laserimpulspõhise mõõtmise eelduseks on väga kõrge täpsusega kellad. Juba ühe nanosekundi suurune viga kellas, võib tekitada 15 cm vea mõõtmistes. (Elseberg 2013: 11) Joonis 5 on näidatud lasersimpulss-skanneri tööpõhimõte.



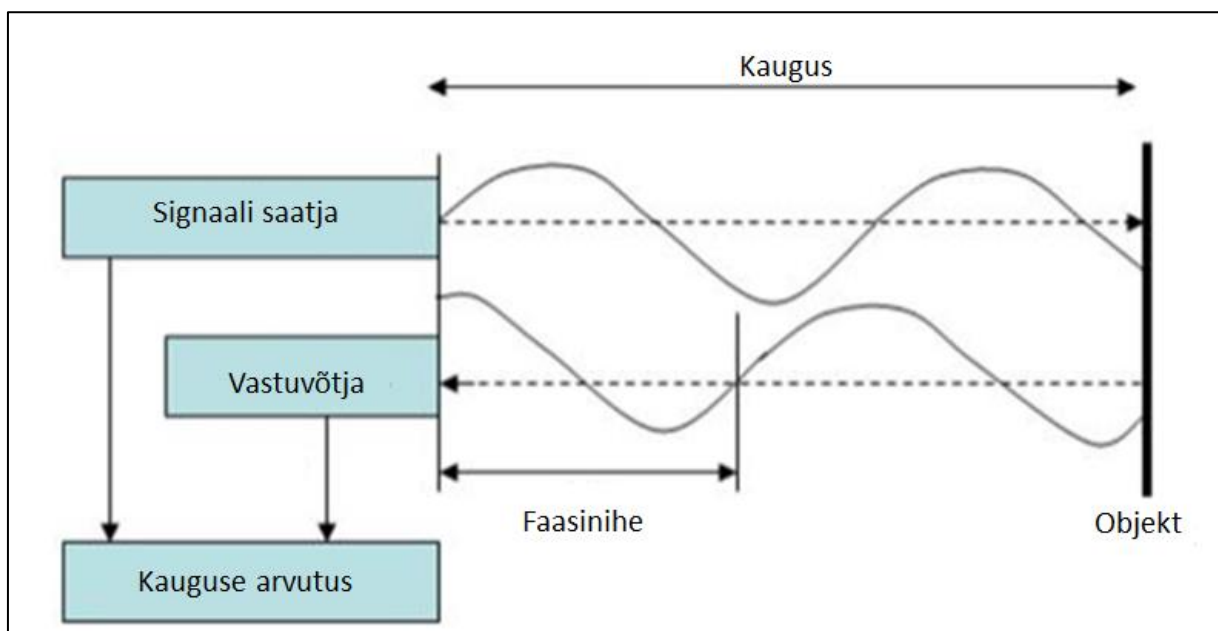
**Joonis 5.** Lasersimpulss-skanneri tööpõhimõte. (Quintero jt 2008: 22)

Valguse levimise kiiruse skannerid ei kasuta järjepidevat laserkiirt vaid hoopis laserimpulssi. Need skannerid skaneerivad terve ala punkt punkti haaval, muutes kaugusemõõtja suunda.

Laseri kaugusmõõtja suunda muudetakse skanneri kõrvalekalde süsteemis, mistõttu ei pea muutma laserskanneri asukohta iga laserpunkti jaoks. Enamasti kasutatakse laserimpulsi kõrvalekalde tekitamiseks peegleid, mis suudavad väga kiiresti pöörelda. Tavalised 3D laserimpulss-skannerid suudavad mõõdistada 2 000 – 50 000 punkti sekundis. (Quintero jt 2008: 22, 27)

Laserimpulss-skannerid mõõdistavad täpselt kuni paarisaja meetri kaugusele. Seetõttu on need skannerid levinud tavageodeesias mobiilse laserskaneerimise rakendamisel. Suure ala kohta suudetakse koguda palju informatsiooni. Laserimpulss-skannereid toodavad mobiilseks laserskaneerimiseks firmad Riegl, Leica, Trimble, Optech, 3rdTech, Sick jt (Puente jt 2011: 2).

**Faasiinihkeskannerid** on teine levinuim instrument, mida kasutatakse mobiilsel laserskaneerimisel. Faasiinihkeskannerid võrdlevad skannerist välja saadetud sinusoidaalset laserkiire faasi, objektilt sensorisse tagasi peegeldunud laserkiire faasiga. Teades laserkiire ühele võnkele kulunud aega, saab arvutada kauguse laserskannerist mõõdetud objektini (Joonis 6). (Quintero jt 2008 viidatud Aule 2014: 40) Võrreldes laserimpulss-skanneriga, ei kasuta faasiinihkeskanner kõrgtäpseid kellasid, mis hoiab ära kella ebatäpsusest tulenevad vead (Quintero jt 2008: 24).



**Joonis 6.** Faasiinihkeskanneri tööpõhimõte, kus objekti kaugus leitakse vastuvõtjast saadetud ja tagasipeegeldunud faaside võrdlemisel. (Quintero jt 2008 viidatud Aule 2014: 40)



Faasi nihke kaudu arvutatakse vahemaa objekti ja skanneri vahel valemiga 2.

$$S = \frac{(N \cdot \lambda + d)}{2} \quad (2)$$

kus  $S$  tähistab kaugust mõõdistatava objektini,  $N$  on lainepikkuste arv laserkiire edasi-tagasi kulgemisel,  $\lambda$  tähistab lainepikkust ning  $d$  on faasi nihke väärtus. (Aule 2014: 40)

Faasi nihkeskannerid mõõdavad täpselt mõnekümne meetri piires, seetõttu kasutatakse neid skannereid kõrgemat täpsust nõudvaid töid tehes, enamasti siseruumides. Võrreldes laserimpulss-skanneriga, mõõdavad faasi nihkeskannerid kiiremini ja võimaldavad analüüsida kogu väljasaadetud lainet. Väljasaadetud laine analüüs võib olla kasulik mitme peegelduse korral, kui tehakse mõõtmisi taimestikuga alal ja laserkiir jõuab mitme pinnani. (Elseberg 2013: 12) Faasi nihkeskannereid toodavad mobiilse laserskaneerimise eesmärgil firmad Zoller+Fröhlich, Faro (Puente jt 2011: 2).

### 1.3.2 Inertsiaalmõõtmise osa ja inertsiaalnavigatsiooni süsteem

**IMU (Inertial Measurement Unit – Inertsiaalmõõtmise osa)** on elektrooniline seade, mis mõõdab ja fikseerib keha kindla jõu, kiirenduse ning nurga kursi kasutades kiirendusmõõtureid ja güroskoobe (Wikipedia 2018; Løvås 2017: 7). Güroskoobid tagavad kolmemõõtmeliselt pöörlemisliikumise andmed. Kiirendusmõõtureid kasutatakse aga kinemaatilise jõu vaatlemiseks platvormil. Need sensorid teevad suhtelisi asukoha ja suuna mõõtmisi. (Løvås 2017: 7,8) IMU mõõtmised on autonoomsed ning ei sõltu ühestki välisest abist või nähtavuse tingimustest. Seade suudab mõõta tunnelites, vee või maa all. IMU oli põhiline navigatsiooni seadeldis enne GPSi populaarseks saamist. Enne insenerteadusi kasutati IMU-t enamasti militaar eesmärgil. (Narayana 2011: 64)

IMU töötab inertsiaaletaloni põhimõttel ning mõõdab kõike, mis proovib seda etaloni muuta, nagu pöörded ja kiirendus. IMU arvutab kiirendusmõõture suundasid ning sellest tulenevalt ka keha suunda, mille peale see süsteem on paigaldatud. Teades keha suunda saab määrata vertikaalse suuna Maa suhtes, millest saab tuletada gravitatsioonist tulenevat kiirendust. Keha õige kiirenduse saab teada, kui on teada mõõdetud kiirendus ja gravitatsioonist tulenev

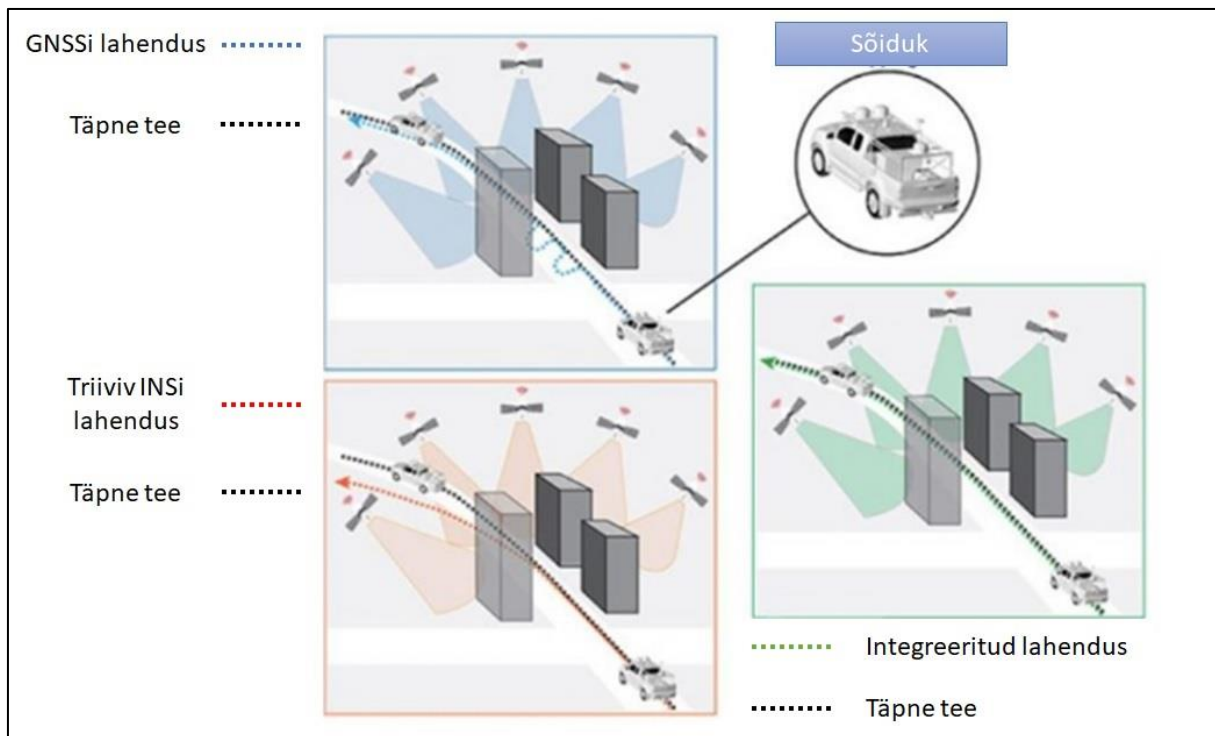


kiirendus. (Narayana 2011: 61)

Mobiilse laserskaneerimise süsteemidega seostatakse kolme tüüpi IMUsid: elektromehaanilise mikrosüsteemi (MEMS - *Micro Electro Mechanical Systems*) güroskoobid, mida kasutatakse enim pilditehnika süsteemides, mis on täpsuse suhtes vähemnõudlikumad. Täpsemate laserskaneerimise süsteemide juures seda tüüpi IMU enamasti ei kasutata. Teiseks, on olemas fiiberoptilised güroskoobid (*Fiber Optic Gyroscope*), mis on mitmeid kordi kallimad kui MEMS güroskoobid, kuid tagavad täpsemad ja aktsepteeritavad tulemused, mis sobib paljudele laserskaneerimise rakendustele. Seda kasutatakse tänapäeval laialdaselt. Kolmandaks, on kasutusel ring laser güroskoobid (*Ring Laser Gyroscope*), mis on kõige täpsemad, kuid ka kõige kallim toota. Ring laser güroskoobe kasutatakse vaid pilditehnika ja laserskanneri süsteemides, millega on vaja saavutada väga kõrget täpsust. (Puente jt 2011: 2)

IMU vead jagatakse kõrvalekalde, kõrvalekalde triivi, skaala faktori ja juhuliku müra alla (Fenniken 2005 viidatud Narayana 2011: 63). Lisaks nende vigade eemaldamisele tuleb aeg-ajalt IMU-t kalibreerida sensori paigutamise tõttu. Isegi temperatuur võib tekitada andmete triivi. (Narayana 2011: 63) IMU andmete parandamiseks, tuleks mobiilse süsteemiga seista mõõtmise ajal mingi periood paigal (Løvås 2017: 8).

**INS (*Inertial Navigation System* – Inertsiaalnavigatsiooni süsteem)** on arvutussüsteem, mis koosneb arvutist ja IMUst. IMUlt saab INS kiirenduse ja kallete informatsiooni ning GNSSilt ja DMIlt saab inertsiaal navigaator asukoha andmed. INS vajab antud andmeid selleks, et arvutada sõiduki kõige tõenäolisem asukoht (OXTS Inertial + GNSS, 2016). Põhilised vea allikad INS-is tulenevad güroskoobi ja kiirendusmõõture ebatäiuslikkusest – ebakorrektsne navigatsiooni süsteemi initsialiseerimine ning gravitatsioonimudeli vead (Narayana 2011: 63). Arvuliselt suurimad vead tulevad INSis aga inertsiaalsensorite tõttu (Schmidt 2004 viidatud Narayana 2011: 63). Seetõttu tuleb tähelepanu pöörata sensorite orienteerimisele, kiirendusmõõture kalletele ja güroskoobi nihetele. INS sensori vead kogunevad aja möödudes, mistõttu tuleb antud süsteemi aeg-ajalt uuesti kalibreerida. (Puente jt 2011: 2) INSi vigu on võimalik parandada nii GNSS süsteemi (Joonis 7) kui ka läbitud teekonna mõõtmisega.



**Joonis 7.** Mobiilse laserskaneerimise trajektoori saamine GNSS ja INS andmetega. (OXTS Inertial + GNSS, 2016)

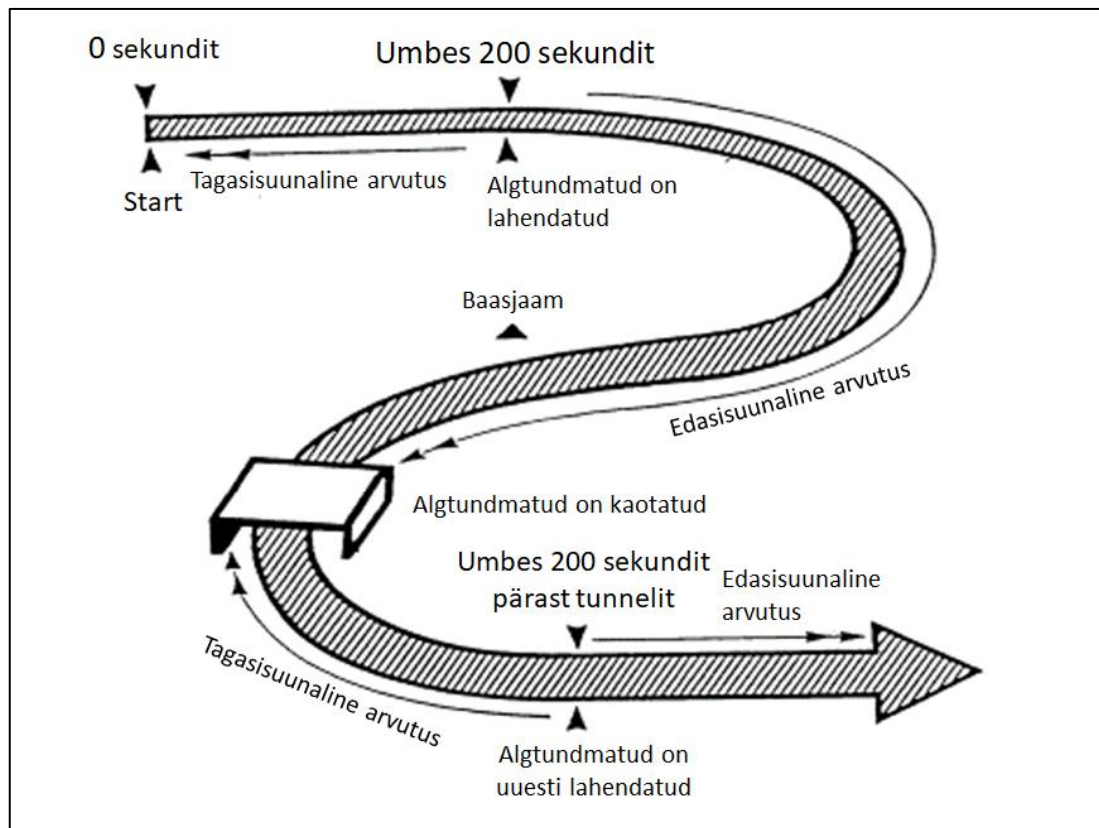
GNSSi andmetes tekivad ebatäpsused kõrgete hoonete vahel ning jõudes avatud horisondiga kohta, paraneb ka täpsus võrreldes tegeliku trajektooriga (Joonis 7). INSi andmed hakkavad aga sõltumata GNSS andmetest ükshetk triivima ja õiget trajektoori ilma GNSSita ei suudeta taastada. Kui GNSS andmed kaovad, suudab INS kauem täpset trajektoori hoida, mis tagab andmed kohtadesse, kus GNSSilt positsiooni andmeid ei saada. Seetõttu on oluline mobiilse laserskaneerimise süsteemi juures kasutada integreeritust erinevate seadmetega. INS parandab GNSSi andmeid kõrghoonete vahel ning GNSS parandab ja uuendab INSi andmeid avatud taevalaotusega asukohtades.

### 1.3.3 Globaalne satelliitnavigatsioonisüsteem

GNSS (*Global Navigation Satellite System* – Globaalne satelliitnavigatsioonisüsteem) on üks olulisemaid komponente tänapäeval täpse mobiilse laserskaneerimise läbiviimisel. Viimaste kümnendite satelliitkonstellatsioonide ja riistvara areng võimaldab teha mõõtmisi ülemaailmselt sentimeetrite täpsusega. Tänapäeval töötab mitmeid satelliitsüsteeme: Ameerika Ühendriikide GPS, Venemaa GLONASS, Hiina BeiDou ning Euroopa Galileo. Viimased kaks on ehitamise järgus, kuid paljud vastuvõtjad võtavad vastu juba orbiidile saadetud satelliitide

signaale. Ülemaailmne kattuvus loodetakse tagada 2020. aastaks (BeiDou Navigation ... 2017; ESA 2017 viidatud Løvås 2017: 8).

Mobiilsel laserskaneerimisel kasutatakse tihtipeale töötlemisjärgset kinemaatilist (PPK – *Post-processed Kinematic*) mõõtmise meetodit, mis võimaldab pärast välitöö andmete kogumist saada baasjaama abil täpsed asukoha andmed. Järeltöötusega hoitakse ära andmete või initsialiseerimise vead, mis võivad tekkida raadio lingi tõrgetest. PPK võimaldab teha trajektoori arvutusi nii edasi- kui ka tagasisuunas, mis on oluline täpsete tulemuste saavutamiseks (Joonis 8). (Geavis 2018) PPK mõõtmisviisi kasutades, peab baasjaam olema liikuvjaama (MLSi platvormi) lähisel, tavaliselt umbes 5 km raadiuses, mis on oluline parandite rakendamisel, mis lisatakse andmetele hiljem, mitte mõõtmiste ajal. PPK meetodis eeldatakse, et baasjaamal ja liikuvjaamal on samasugused vead samal ajahetkel (Cox, 2016: 3). Satelliidi ja baasjaama mõõtmiste vahemaad sisaldavad satelliidi kella, ionosfääri ja troposfääri viivituste ning efemeriidide vigu (Svežova 2018: 11). Järeltöödeldud täpseid satelliidi orbiidi efemeriidide andmeid saab umbes kahe nädala möödudes pärast mõõtmist. Lõplik töödeldud efemeriidide fail sisaldab väga täpseid satelliidi orbiidi parameetreid ja kella korrektsioone (Mehaffey 1998). Täpsete efemeriididega on võimalik GPS orbiitide täpsuseks saada 2,5 cm ning GLONASS orbiitide täpsuseks 3 cm (IGS, 2019).



**Joonis 8.** Edasi-ja tagasisuunaline trajektoori arvutus sõltuvalt algtundmatute lahendamisest (Dikshit 2009)

Täpsete mõõtmiste eelduseks on avatud taevalaotus GNSS vastuvõtja ja satelliidi vahel. Signaal ei lähe läbi objektide nagu puud või ehitised. Suletud või osaliselt avatud taevalaotuse korral ei pruugi vastuvõtjal olla täpset lahendust. Teine probleem GNSS mõõtmistel on mitmeteelisus, mis tähendab, et signaali ei jõua otse vastuvõtjasse vaid mõne lähedal oleva objekti peegelduse kaudu näiteks auto või ehitise pinnalt. (Løvås 2017: 9)

Vastuvõtja asukoha andmete täpsust mõjutab veel satelliitide geomeetria. Kui mõõtmisteks kasutatavad satelliidid on hajusalt vastuvõtja suhtes, siis on tegemist hea satelliitide geomeetriaga. Halb geomeetria on siis, kui satelliidid on üksteisele väga lähedal. Näiteks võib antud probleem tekkida juhul, kui kõrged ehitised või puud vähendavad taevalaotust vastuvõtja kohal. Satelliitide geomeetriat iseloomustab näitaja PDOP (*Position Dilution of Precision* – Positsiooni asukohamääramise vähenemine). Mida kõrgem on PDOP väärtus, seda madalam on asukoha määramise andmete täpsus. (Løvås 2017: 9, 10) Täpsemate mõõdistuste PDOP väärtus peaks jääma alla 4,0. PDOP koosneb vertikaalse (VDOP – *Vertical Dilution of Precision*) ja horisontaalse (HDOP – *Horizontal Dilution of Precision*) asukohamääramise vähenemise

komponentidest.

Mobiilse laserskaneerimise süsteemi juurde kuuluvad alati GNSS vastuvõtjad, minimaalselt kaks – sõiduki asukoha ja liikumissuuna mõõtmiseks. Üks olulisi komponente skaneerimissüsteemi mõõtmiste juures on sõiduki peal oleva kahe antennivahelise suhtelise asukoha vektori mõõtmine, mis järjepidevalt kalibreerib IMUt ning tagab selle, et suuna asimuut ei nihku. Seda süsteemi nimetatakse GAMSiks (*GNSS Azimuth Measurement Subsystem* – GNSS asimuudi mõõtmise allsüsteem) (PosPac..User Guide, 2016: 4). GNSS parandab IMU triivimist ning IMU parandab GNSSi vigasid, kui nähtavus satelliidi ja GNSS vastuvõtja vahel katkeb (Joonis 7) (Puente 2011: 3). Lisaks kasutatakse GNSS seadmeid mõõtealal tugijaamana, et arvutada nende põhjal trajektoor ja viia andmetesse sisse parandused.

### 1.3.4 Läbitud teekonna mõõtja

Läbitud teekonna mõõtja (*Distance Measurement Instrument* - DMI) (Joonis 9) ehk millimeetri hodomeeter on sensor, mis mõõdab sõiduki läbitud teekonna pikkust. Teekonna pikkus saadakse sõiduki ratta pöörete lugemise teel. DMI-d on autonoomsed ehk ei vaja välist süsteemi signaali edasi saatmiseks (Narayana 2011: 67). Läbisõidumõõdikut kasutatakse piki teed sõitmise asukoha vigade vähendamiseks (Løvås 2017: 12). Mõne mobiilse kaardistamissüsteemi jaoks on läbisõidumõõdik üks põhilisi komponente, mis täiustab GNSS/INSi andmeid. Läbisõidumõõdikuga saab siiski ainult 2D andmeid. (Narayana 2011: 65)



**Joonis 9.** Läbitud teekonna mõõtja auto ratta küljes. (Romdas)

DMIst tulenevad vead võib jagada kaheks: süstemaatilised ja mitte-süstemaatilised. Süstemaatilised vead võivad tulla ebavõrdsetest rehvide diameetritest, rehvide mitte-paralleelsest ja risti paigutusest, rehvi teljevahe ebamäärasusest. Antud vead kuhjuvad aegumisi. Mitte-süstemaatilised vead tulenevad peamiselt maapinnast, sõites üle ootamatute objektide, liigsest kiirendamisest, ratta libisemisest, kiirest keeramisest, välistest jõududest. Siledal pinnal kuhjub rohkem süstemaatilisi vigu ning vahelduvatel pindadel domineerivad mitte-süstemaatilised vead. (Narayana 2011: 67)

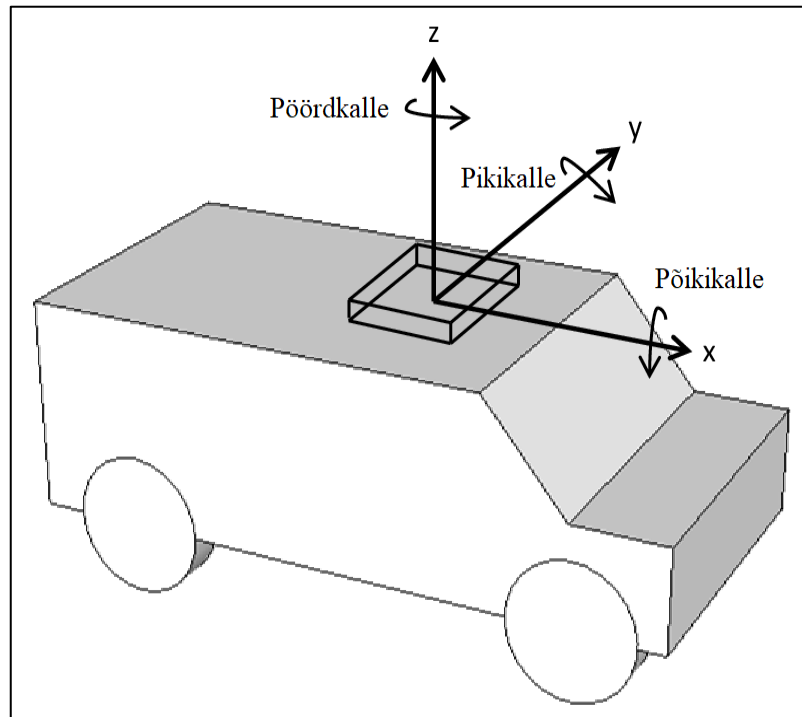
2017. aastal tegid Bobkowka, Nykiel jt Poolas läbitud teekonna mõõtjaga katse, sõites mobiilse laserskaneerimise süsteemiga läbi 1400 meetri pikkusest tunnelist. (Bobkowka jt 2017) Tunnel läbiti nii DMIga kui ka ilma. Vastavalt sellele arvutati ka algtrajektoolid. Saadud tulemused näitasid, et DMI-l on väga oluline roll keskkondades, kus GNSS signaal võib kaduda. Bobkowka jt said DMI-ga 25% paremad tulemused, võrreldes andmetega, mis saadi, kui mobiilne laserskanner sõitis tunnelist läbi ilma DMI-ta. Tunneli alguses olid koordinaatide erinevused millimeeterskaalas, kuid mida kaugemale tunnelis mindi, seda rohkem ka koordinaadid erinesid. Tunneli lõpus erinesid positsioonilised koordinaadid DMI-d kasutades detsimeeterskaalas, kuid ilma DMI-ta üle meetri.

## **1.4 Koordinaatide saamine mobiilse laserskaneerimise süsteemiga**

Punktipilves oleva üksikpunkti lõplikud koordinaadid saadakse, kasutades kõiki mobiilse laserskaneerimise süsteemi juures olevaid komponente, mis on mainitud eelnevates peatükkidest. Mobiilsel laserskaneerimisel on täpsete koordinaatide saamisel peamine ülesanne sõiduki täpse positsiooni määramine.

Sõiduki liikudes registreerib laserskanner järjepidevalt horisontaal- ja vertikaalringide lugemid ning joone pikkuse objektini. Laserskanner ei mõõda XYZ koordinaate, kuid teiste süsteemiga omistatakse lõpuks igale punktile koordinaadid kolmemõõtmelises ruumis. Laserskanneri asukoht on fikseeritud sõidukil, mis tähendab, et laserskanneri ja sõiduki asukoht on võrdsed ajas ja ruumis. Kui toimub mobiilne laserskaneerimine, siis kõik süsteemid on ruumis liikuvuses. Liikumisel muutuvad sõiduki kalded (Joonis 10), suund ja kiirus, mille teeb kindlaks IMU, mis mõõdab tuhandeid kordi sekundis. IMU andmestik iseloomustab sõiduki ja

sealhulgas laserskanneri kaldumist mõõtmisetalonist sõitmise ajal. IMU ja laserskanneri koordinaatsüsteemid ei ühti mõõtmise ajal, mistõttu tuleb need viia ühisesse koordinaatsüsteemi järeltöötluse käigus.



**Joonis 10.** Pöikikalle, pikikalle ja pöördkalle sõiduki suhtes. (Hauser D.L. 2013: 8)

Kallete, suuna ja kiirenduse andmed on olulised inertsiaalnavigatsiooni süsteemile, mis kasutab sõiduki asukoha ehk trajektoori arvutamisel esmase seadmena IMU-t ning lisaks primaarse GNSS vastuvõtja, GNSS baasjaama, DMI ja GAMS-i parandatud andmeid. Väga täpne teekonna pikkus saadakse DMI-lt ning kõrguse andmed saadakse GNSS vastuvõtjalt. Sõiduki suunaandmed saadakse aga GPS asimuudi mõõtmise süsteemist, mis kontrollib oma asimuudi arvutust INS-i andmetega. Selleks, et saada lõpuks punktipilve punktile XYZ koordinaadid kombineeritakse GNSS, IMU ja DMI andmed, mis teevad kindlaks skanneri asukoha ja paiknevuse igal ajahetkel ruumis, skanneri andmetega, mis registreerib horisontaal- ja vertikaallugemid ning joone pikkused objektini. Pannes need andmed kokku, on igal ajahetkel teada seadme XYZ koordinaadid ning summaarsed horisontaal- ja vertikaalringide lugemid ning kaldkaugus.

## 1.5 Mobiilse laserskaneerimise süsteemiga tehtud kõrgusliku täpsuse tööd

Maaailmas ja Eestis on tehtud mitmeid uurimistöid, kus on analüüsitud mobiilse laserskaneerimise süsteemi kõrguslikku täpsust. Uurimusi on tehtud erinevates mõõtekohtades, mitte ainult sirgjoonelistel teedel. Metoodikad mobiilse laserskanneri täpsuse hindamiseks on aga erinevad. Järgnevalt on tehtud lühike ülevaade mõnest uurimistööst, kus on hinnatud mobiilse laserskaneerimise süsteemi kõrguslikku täpsust.

### 1.5.1 Tehtud kõrgusliku täpsusega seotud uurimistööd välismaal

Lõuna-Aafrika Vabariigis viis Dawid Botes MLS-iga läbi kaks uurimust, kus hinnati MLS süsteemi täpsust joonelise mõõtmisega ning kõrgtäpselt parkla alal (Botes 2013). Referentsandmed saadi elektrontahhümeetri, GPSi ja nivelliiriga. Joonmõõtmise (Tabel 1) kontrollpunktide lähtepunktiks kasutati riiklikku geodeetilist punkti ning kõrgusliku täpsuse tagamiseks nivelleeriti need edasi-ja tagasivaate meetodit kasutades. Kontrollpunktid paigaldati mõõtealale iga 100 meetri tagant. Skaneeritud punktipilve andmetest tehti TIN (*Triangulated Irregular Network* – ebakorrapäraste kolmnurkade võrgustik) mudel ning mudelit võrreldi mõõdetud punkti lähima TIN mudeli väärtusega. Uuringus hinnati ainult kõrguslikku viga. Teel mõõdeti 13 ristprofiili kasutades elektrontahhümeetrit.

**Tabel 1.** MLSi joonmõõtmise tulemused (Botes 2013: 9)

Näitaja	Väärtus (m)	Näitaja	Väärtus (m)
Keskmine väärtus	0,008	Keskmine $\Delta Z$	-0,004
Standardhälve	0,009	Minimaalne $\Delta Z$	-0,023
Keskmine ruutviga	0,010	Maksimaalne $\Delta Z$	0,015

Kuna saadud ühe sentimeetrine keskmine ruutviga on tüüpiline elektrontahhümeetriga mõõdetud ristprofiili kõrgustele, siis tehti kõrgema täpsusega analüüs, kus sooviti saada vastus küsimusele, kas üks sentimeeter on tahhümeetri või MLSi viga. Täpsemas uuringus valiti välja väike ala, kus sõideti MLSiga suunda muutes ja siksakitades. Hiljem mõõdeti 202 punkti RTK GPSiga ning nivelleeriti need kõrgusliku vea leidmiseks. MLSi andmeid võrreldi TIN mudeliga (Tabel 2). Välja on toodud ka täpse mõõtmise tulemused GPSi, tahhümeetri ja MLSiga (Tabel 3).



**Tabel 2.** Kõrgtäpse uurimuse tulemused (Botes 2013: 10)

Näitaja	Väärtus (m)	Näitaja	Väärtus (m)
Keskmine väärtus	0,005	Keskmine $\Delta Z$	0,002
Standardhälve	0,006	Minimaalne $\Delta Z$	-0,012
Keskmine ruutviga	0,006	Maksimaalne $\Delta Z$	0,020

**Tabel 3.** GPSi ja tahhümeetriga saadud kõrgused võrreldes MLSi andmetega saadud TIN mudeliga, kus on kasutatud nivelleeritud kõrgusi (Botes 2013: 11)

Näitaja	GPS (m)	Tahhümeeter (m)	MLS (m)
Keskmine $\Delta Z$	0,001	-0,007	0,002
Standardhälve	0,007	0,004	0,006
Keskmine ruutviga	0,008	0,007	0,006

Kõrgtäpse uurimistöö tulemustest on näha, et pärast TINi mudeli loomist on MLSi keskmine ruutviga kõige väiksem – 0,006 m. Erinevus GPSi ja tahhümeetriga on minimaalne. Kõige vähem erinesid keskmisest tulemist aga tahhümeetri andmed, mille standardhälve on 4 mm.

Lõuna-Aafrika Vabariigis tehtud uurimistöö kokkuvõtteks võib öelda, et MLS-iga on võimalik saavutada väga head tulemused geodeesias. MLSi vead tulenevad enamasti GPSist, kuid maapealsete kontrollpunktide ja-mõõdistamistega on võimalik neid vigu vähendada vastavalt mõõtealale kuni ühe sentimeetrini.

Soomes uurisid Kaartinen, Kukko, Hyypä ja Jaakkola 2009-2011 aastal viite erinevat mobiilset laserskannerit – Optech Lynx Mobile Mapper, FGI Sensei, FGI ROAMER, Riegl VMX-250, Street mapper 360 (Kaartinen jt 2012). Mõõtmised tehti Espoonlahtis mitteideaalses keskkonnas ehk sooviti, et mõõtealal oleks esindatud erinevad mobiilse laserskaneerimise mõõtmist segavad tegurid (kinnisem taevalaotus, palju objekte teel, lainetav maastik). Referentsandmete kogumiseks kasutati mobiilset süsteemi ROAMER, millel oli staatiline laserskanner Faro Photon 80 (viga statsionaarselt mõõtes on 25 meetri kaugusel  $\pm 2$  mm), mis paigaldati auto katusele.

Mõõtmised tehti peatu-ja-mõõda meetodil 2009ndal aastal, mõõtes iga 30 meetri tagant. ROAMERi andmete valideerimiseks mõõdeti mõõtealal 150 kontrollpunkti tahhümeetriga. Tahhümeeter orienteeriti üheksa maapealse punkti abil, mis mõõdeti eelnevalt RTK GPSiga. Igal punktil tehti kaheksa eraldi mõõtmist kasutades erinevaid referentsandmete algallikaid (RTK GPSi enda referentsjaama, virtuaalne jaam) ning erinevaid satelliitkonstellatsioone

(mõõtmiste vahel oli paar tundi). Igal punktil mõõdeti kaks esimest sessiooni RTK GPSiga, ja siis kaks sessiooni VRS-GPSi kasutades. Iga sessiooni tagant tehti uus initsialiseerimine. Pärast mõõtmist leiti igal punktil keskmine tulem. Keskmine standardhälve mõõdetud punktidel oli plaaniliselt 13 mm ja kõrguseliselt 20 mm.

ROAMERiga saadud referentspunktide pilv pandi paika kontrollpunktidega, leides punktide pilvest lähim punkt kontrollpunktile. Skaneeritud punktid, mille kõrvalekalle kontrollpunktist oli 5 mm või rohkem, eemaldati andmestikust. Analüüsiks jäi 3300 skaneeritud punkti. Skaneeritud punktide tulemused saadi referentspunktide pilvega kõrvutades (Tabel 4). Selleks kasutati TerraScan tööriista, mis leiab kindla raadiuse kauguselt kõik punktid üles ja arvutab keskmise väärtuse. Mobiilse skanneri RIEGL, Streetmapper ja Optech Lynx korral kasutati raadiust 20 cm, teistel süsteemidel 50 cm. Raadiuse valik tulenes punktide pilve tihedusest - mida tihedam punktide pilv, seda väiksem raadius.

**Tabel 4.** Mobiilsete laserskannerite kõrguse ja plaaniliste andmete standardhälve Kaartinen, Kukko jt uurimistöös (Kaartinen jt 2012: 475)

	Optech Lynx Mobile Mapper/TerraTec AS (8 mm)	FGI Sensei (100 mm)	FGI ROAMER (2 mm 25 m kaugusel)	RIEGL VMX- 250 (10 mm 150 m kaugusel)	Streetmapper 360 (10 mm 150 m kaugusel)
Kõrgus	2,7	3,1	2,0	1,4	1,6
Plaaniline	4,3	-	2,2	2,3	2,2

Märkused: Standardhälbed on tabelis sentimeetrites

Skaneerimissüsteemi kauguse mõõtmise täpsus on skanneri nime taga sulus

Tulemustest on näha, et analüüsitud mobiilse laserskaneerimise süsteemide maksimaalne kõrguse standardhälve on 3,1 cm (FGI Sensei). Kõige parem täpsus on süsteemil RIEGL VMX-250, mille kõrguslikuks standardhällbeks saadi 1,4 cm.

Lisaks Soome ja Lõuna-Aafrika Vabariigi uurimistööle on üle maailma tehtud veel paljusid analüüse mobiilse laserskaneerimise süsteemi kõrgusliku täpsuse kohta. 2010. aastal uurisid Yen, Akin jt Kalifornias, Ameerika Ühendriigis mobiilse laserskanneri StreetMapper, TITAN ja Lynx V100 tulemusi asfaltkattega teedel. Referentsandmetena kasutati nii elektrontahhümeetrit kui staatilist laserskaneerimist. Kõrguslike andmete standardhälve saadi kõigil kuuel testialal 7 mm ja seda nii tahhümeetrit kui ka staatilise laserskanneri punktide pilve kasutades. 2012. aastal uurisid Guan, Li jt mobiilse laserskaneerimissüsteemi Trimble MX-8

andmete täpsust. Trimble MX-8 süsteem koosnes kahest Riegl VQ-250 laserskannerist. Hiina Rahvavabariigis läbiviidud skaneerimise tulemusi võrreldi RTK GPSi andmetega, mis järeltöödeldi. Keskmine standardhälve auto vasakule küljele paigaldatud laserskanneril oli 42 mm ning auto paremasse osasse paigaldatud laserskanneril 33 mm. Antud uurimuses olid hõlmatud ka kinnise taevalaotusega alad.

### **1.5.2 Tehtud kõrgusliku täpsusega seotud uurimistööd Eestis**

Lisaks välismaal tehtud töödele on mitmeid mobiilse laserskaneerimise süsteemi kõrguslikku täpsust analüüsivat tööd tehtud ka Eestis. 2018. aastal kaitses Martti Putnik magistritöö Tallinna Tehnikaülikoolis teemal „Mobiilse laserskaneerimise tehnoloogia rakendamine teekatendite mõõdistamisel“ (Putnik 2018). Töö eesmärgiks oli hinnata MLSi kõrguslikku täpsust teekatendite mõõdistamisel. Mõõtmisi tehti neljal erineval mõõtealal Tallinna linnas kasutades MLSi süsteemi Riegl VMZ-400. MLSi andmeid võrreldi staatilise laserskanneri Leica ScanStation C10 (viga  $\pm 2$  mm 25 m kaugusel) mõõtmise andmetega. MLSi trajektoori arvutamiseks kasutati erinevaid lähtepunkte – Maa-ameti Mustamäe GNSS püsijaama MUS2, Geosoft OÜ Hiiu püsijaama ning polügonomeetriapunkte T008 ja 10819, millele oli paigaldatud GNSS tugijaamad.

Uurimistöö tulemusena saadi teekatendi keskmise ruutvea suurused enne süstemaatilise vea eemaldamist vahemikus 9,3 – 14,3 mm. Pärast süstemaatilise vea eemaldamist aga vahemikus 1,5 – 5,0 mm. Putniku magistritöös tuli ka välja kõige täpsem trajektoori arvutamise lähteandmestik. Peale süstemaatilise vea eemaldamist oli Paldiski maanteel ja Ehitajate tee ja Õismäe tee ristmiku kõige täpsem trajektoor Geosoft OÜ Hiiu püsijaama andmetega. Keskmised ruutvead olid vastavalt 3,7 mm ja 4,4 mm. Tammsaare tee viaduktil saadi täpseim tulemus TLS-iga võrdluses, kui kasutati Maa-ameti Mustamäe GNSS püsijaama MUS2 trajektoori arvutamiseks. Keskmise ruutvea suurus oli 2,9 mm. Magistritöö põhjal võib öelda, et kasutades trajektoori arvutamisel püsijaamu, saab täpsema referentsandmestiku, kui polügonomeetriapunktidel GNSS tugijaamu kasutades.

2017. aastal kaitses Kalev Julge doktoritöö Tallinna Tehnikaülikoolis teemal „Laserskaneerimine ehitiste ja looduslike pinnavormide mõõdistamisel ning tulemuste modelleerimine“ (Julge 2017). Doktoritöö käigus tehti mitmeid mobiilse laserskaneerimise

süsteemi hindavat testi. Neist üks hõlmas maantee, parkla, tunneli ja viadukti alt läbimineku mõõdistamist ning tulemuste analüüsi. Referentsandmed saadi Leica ScanStation C10 ning Riegl VMZ/VZ-400 MLSiga (viga  $\pm 2$  mm 100 m kaugusel). Mobiilne laserskaneerimine viidi läbi odavamate süsteemidega Velodyne VLP-16 LIDAR (täpsus  $\pm 3$  cm) ja SBG Systems Ellipse-D GNSS/INS (2 cm + 2 ppm). Julge sai kõige täpsemad tulemused parklas, kus keskmise ruutvea suurus oli 61 mm. Viadukti alt läbi minnes saadi tulemuste keskmine ruutviga 64 mm, maanteel 72 mm ning tunnelis 89 mm.

Mobiilse laserskaneerimise süsteemi on veel uuritud Eesti Maaülikoolis. Kaupo Kokamägi kaitses 2016. aastal Eesti Maaülikoolis bakalaureusekraadi, uurides, kui täpselt suudab mobiilse laserskaneerimise süsteem mõõta erineva taimestiku korral. Referentsandmetena kasutati RTK GNSS mõõtmisi. Aasta hiljem kaitses Gerly Annok bakalaureusekraadi tööga, kus uuriti mobiilse laserskanneri kõrguslikku täpsust maanteel, mis asus nii metsa vahel kui lagedal alal. Mobiilse laserskanneri andmeid võrreldi elektrontahhümeetri andmetega.

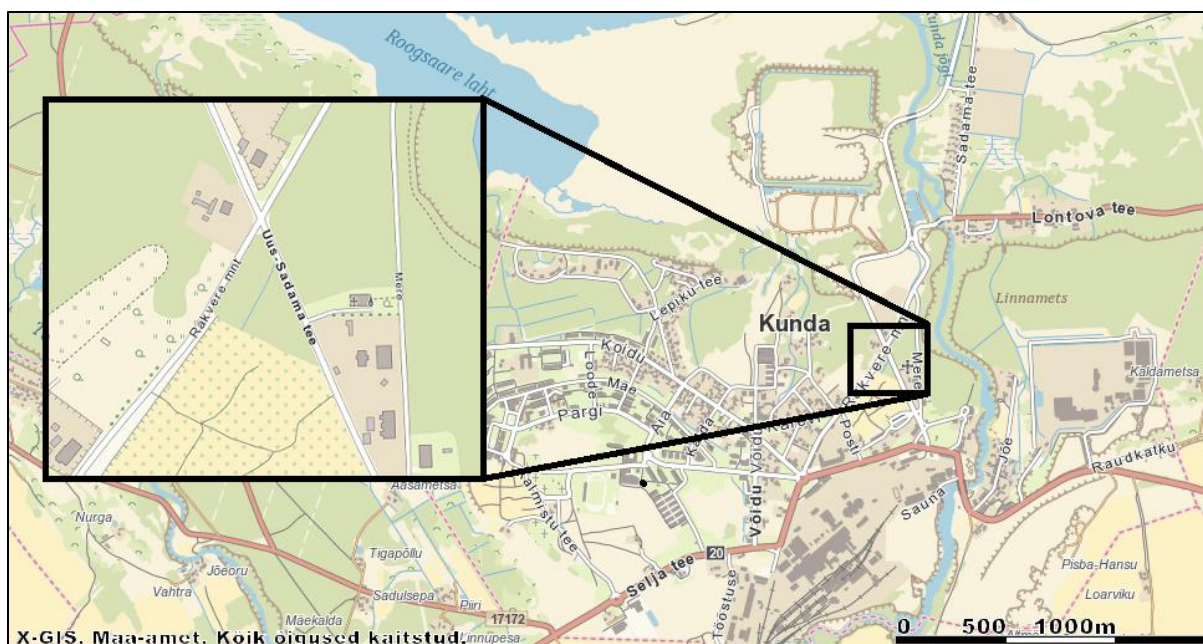
## 2. UURIMISTÖÖ MATERJAL JA METOODIKA

### 2.1 Uurimistöö objekt

Mobiilne laserskaneerimine toimus Põhja-Eestis Lääne-Viru maakonnas Kunda linnas (Joonis 11). Mõõdeti peaaegu kõik Kunda linna tänavad, kuid uurimistöös on keskendutud Rakvere maanteele ja Uus-Sadama teele pandud kindelpunktidele (Joonis 12). Mobiilne laserskaneerimine viidi läbi koos magistritöö autoriga firmas Rakendusgeodeesia ja Ehitusgeoloogia Inseneribüroo (edaspidi REIB OÜ).



**Joonis 11.** Mõõteala Põhja-Eestis Lääne-Viru maakonnas Kunda linnas on näidatud punasega. (Maa-ameti kaardirakendus 2019)



**Joonis 12.** Kunda linn. Musta kasti sees on näidatud ala, kus asuvad uurimispoliigoonid. (Maa-ameti kaardirakendus 2019)

Kunda linnas toimus mõõdistamine töö „Kunda linna tänavavalgustuse alade topogeodeetilised uurimistööd“ TT-4808T raames, mille käigus skaneeriti mobiilse laserskanneriga 73,45 ha suurune ala.

## 2.2 Mobiilse laserskaneerimise läbiviimine Kunda linnas

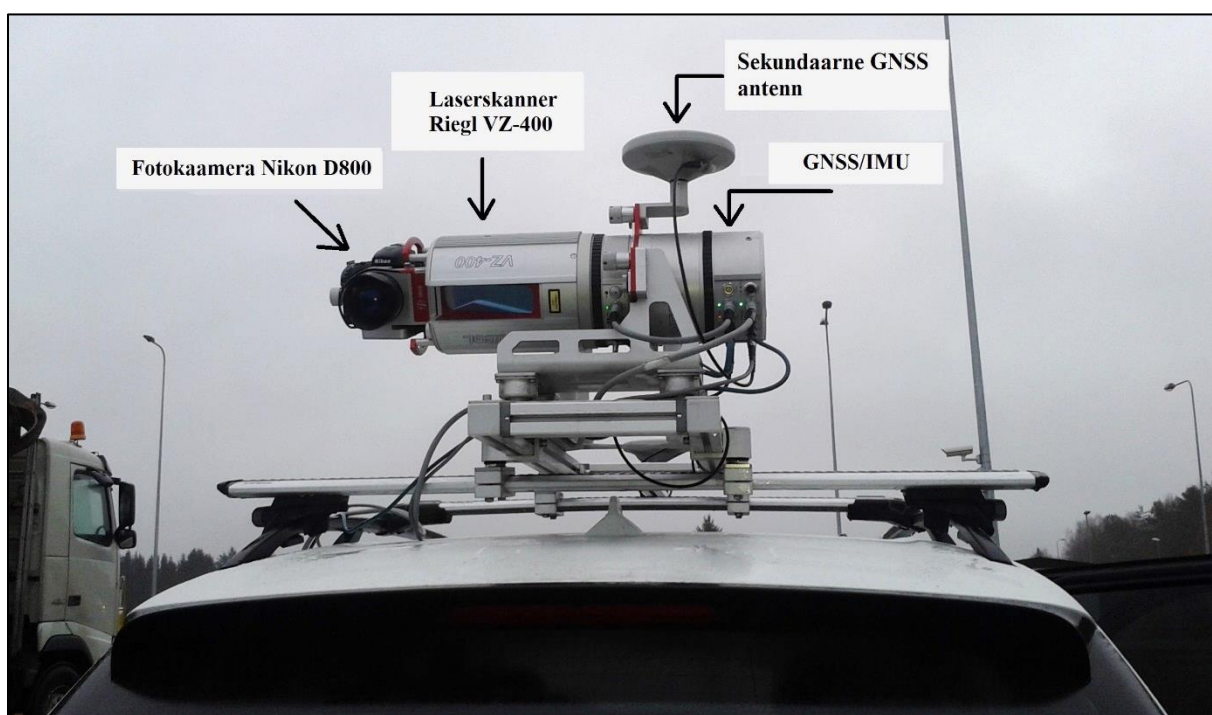
Mobiilse laserskaneerimise tööd viidi läbi 2018. aasta kevadel. Esimene skaneering tehti 12. aprill, kui mõõdistati mobiilse laserskanneriga horisontaalselt ehk skanner oli suunatud rohkem tee poole. Teine skaneering toimus 13. aprillil, kui mõõdistati skanneriga vertikaalselt ehk mõõdistati maapeal olevaid objekte. Uurimistöö autor osales esimesel skaneeringu päeval ning järgnevalt analüüsitud andmed on pärit ainult esimese päeva laserskaneerimise andmetest. Mõõdistusandmed koguti mobiilse laserskaneerimise süsteemiga Riegl VMZ (Tabel 5).

**Tabel 5.** Riegl VMZ IMU/GNSS täpsus (Riegl VMZ Technical Data 2017) <sup>1</sup>

Näitaja	Suurus (ühik)
Asukoha täpsus (absoluutne)	Enamasti 20-50 mm
Kaldenurk ja pikikalle/suuna täpsus	0,015°/ 0,05°

Märkused: <sup>1</sup> Ühe sigma väärtused, GNSS katkenisi pole, DMI on kasutusel, järeltöödeldud baasjaama andmetega

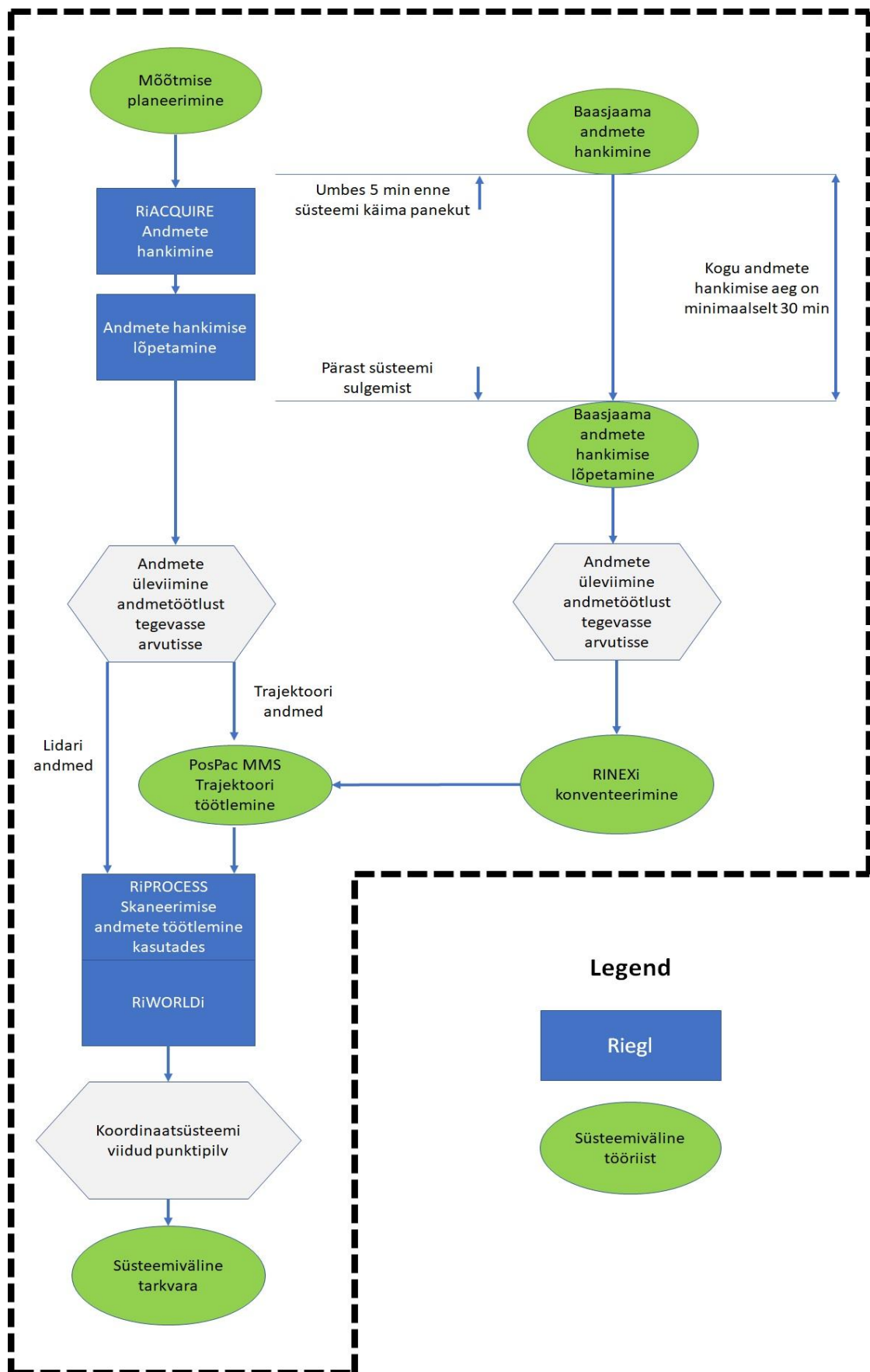
Mõõdistuse läbiviimiseks paigaldati kõik mobiilse laserskaneerimise süsteemi komponendid auto külge. Auto tagaosasse paigutati terrestriine laserskanner Riegl VZ-400, sekundaarne GNSS antenn, GNSS/IMU ja fotokaamera Nikon D800 (Joonis 13). Auto esiosasse paigaldati primaarne GNSS antenn ning auto tagumise ratta külge DMI. GNSS seadmetena kasutati Trimble BD982 vastuvõtjaid, mille vertikaaltäpsus on 15 mm + 1 ppm (Trimble BD982 spetsifikatsioon, 2010). Auto sees oli kontrollsüsteem ehk sülearvuti, kus kaassõitja määrab erinevad parameetrid mõõdistuseks ning jälgib sõidu ajal, et kõik süsteemid töötaks ilma tõrgeteta. Lisaks fikseeritakse kontrollsüsteemis sõidu ajal mõõtmismomendid, mil laserskaneerimise süsteem mõõdab väliskeskkonnast andmeid.



**Joonis 13.** Auto katusele horisontaalses asendis paigaldatud terrestriine laserskanner Riegl VZ-400, IMU/GNSS, sekundaarne GNSS antenn ja fotoaparaat Nikon D800. (Kokamägi 2016 viidatud Annok 2017)

Enne mõõtmise alustamist initsialiseeriti ja kalibreeriti IMU, DMI ja GNSS seadmed. Selleks seisti viis minutit, et saada sõiduki täpne asukoht. Seejärel sõideti kiirendades, aeglustades ja slaalomit tehes mõõteala lähistel kogu mobiilse laserskaneerimise süsteemiga pöörde- ja kaldenurkade paika saamiseks. Mõõdistamise töövoog algab enamasti mõõtmise planeerimisest ning lõpeb koordineeritud punktipilve analüüsimisest süsteemivälises programmis (Joonis 14).





Joonis 14. Riegl mobiilse laserskaneerimise töövoog. (Riegl VMZ käsiraamat, 2014: 83)



Punktipilve andmed saadi laserimpulss põhimõttel töötava laserskanneriga Riegl VZ-400ga (Tabel 6). Lisaks geodeetilistele mõõtmistele, on laserskanner sobilik metsanduse, linna modelleerimise, arheoloogia, arhitektuuri jpm aladel.

**Tabel 6.** Skaneerimisel kasutatud laserskanneri Riegl VZ-400 andmed (Riegl VZ-400 spetsifikatsioon 2017)

Näitaja	Suurus (ühik)	
Täpsus <sup>1</sup>	5 mm	
Korduse täpsus <sup>1</sup>	3 mm	
	Pika ulatusega mõõtmisviis	Suure kiirusega mõõtmisviis
Laserimpulsi sagedus	100 kHz	300kHz
Efektívne mõõtmiskiirus	42 000 punkti/sek	122 000 punkti/sek
Maksimaalne mõõtmisulatus	600 m	350 m
Minimaalne mõõtmisulatus	1,5 m	
Skanneri nurga ulatus (joone mõõtmise režiim)	Kokku 100° (+60°/-40°)	
Skanneri kiirus (joone mõõtmise režiim)	3 kuni 120 joont sekundis	
Laseri lainepikkus	Infrapunakiirguse lähedane <sup>2</sup>	
Laserkiire kõrvalekalle	0,3 mrad	
Nurklahutus	parem kui 0,0005°	
Skanneri mõõdud	Ø180 x 308 mm	
Kaal	~9,6 kg	
Töök sobilik temperatuurivahemik	0°C kuni +40°C <sup>3</sup>	
Ilmastiku kindlus	IP64, tolmu- ja pritsmete kindel	

Märkused: <sup>1</sup> Ühe sigma väärtus 100 m ulatuses Riegli testiala tingimustes

<sup>2</sup> Infrapunakiirguse ligikaudne lainepikkus on 750 nm kuni 1 mm.

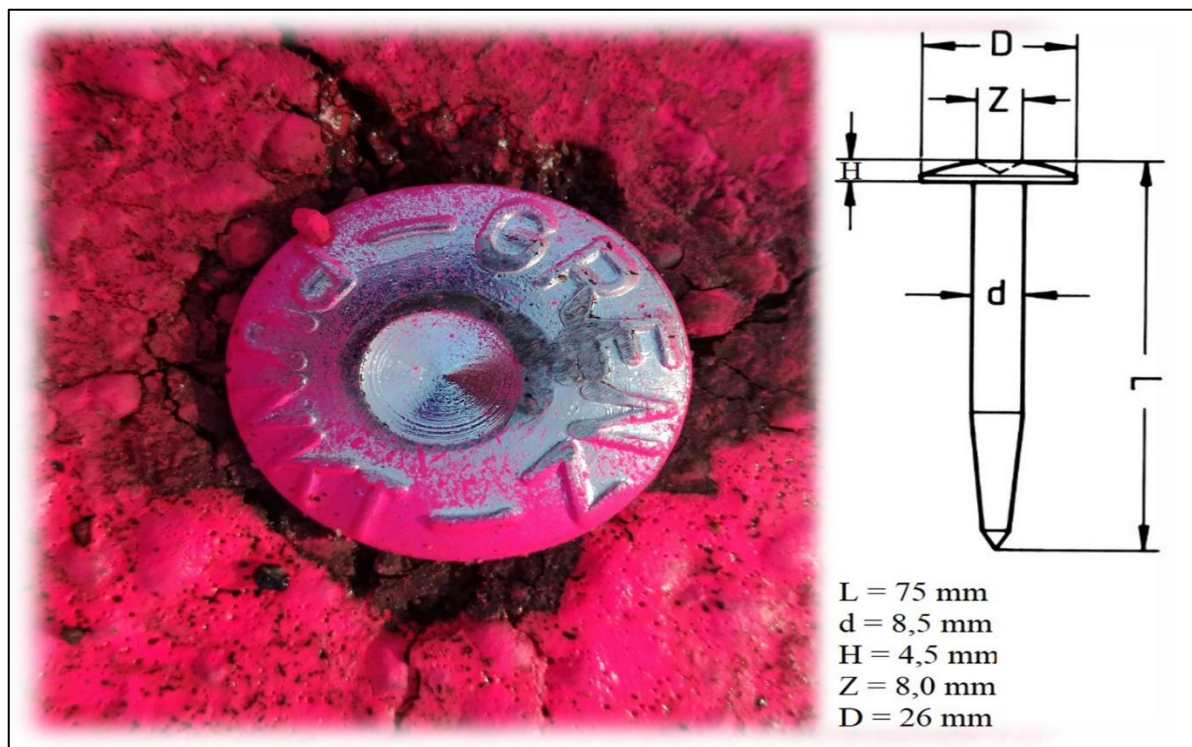
<sup>3</sup> Isoleerides skannersobivate materjalidega, on võimalik mõõta ka kuni -40°C korral.

Esimesel päeval, mil toimus magistritöö jaoks andmete kogumine, kestis skaneerimine 7h ja 34 min, mille käigus saadi 128 km pikkune trajektoor, mis koosnes 462 lõigust. Sõiduki keskmine kiirus oli 17 km/h. Projekti käigus saadi 908 GB andmeid, millest 46,6 GB olid välitöö käigus saadud andmed, sealhulgas laserskanneri, IMU ja DMI seadmete andmestik, 377

GB punkt pilve programmis olevad andmed ning 484 GB piltide maht. Mobiilse laserskaneerimise süsteemi juurde kuuluv kaamera tegi kokku 22 067 pilti.

### 2.3 Uurimistöös kasutatud materjalid ja metoodika

Uurimistöö eesmärgiks on hinnata mobiilse laserskaneerimise kõrguslikku täpsust keerulises keskkonnas. Selle saavutamiseks toimus samaaegselt mobiilne laserskaneerimine ja RTK GNSS mõõtmine ning hiljem nivelleerimine. RTK GNSS mõõdistamine tehti instrumendiga Trimble R8s, mille vertikaaltäpsuse keskmine ruutviga on 15 mm + 1 ppm (Trimble R8s spetsifikatsioon, 2017). Mõõtmine toimus kahel asfaldisse paigaldatud punktil, mis kindlustati geodeetiliste asfaldinaeltega (Joonis 15). Punktid paigaldati Rakvere ja Uus-Sadama tänavale RTK GNSS mõõtmiste ja nivelleerimise jaoks. Punktide asukohtadele viidatakse uurimistöös vastavalt polügoon üks ja kaks.



**Joonis 15.** Uurimispolügoonile paigaldatud grenz punkt asfaldi sees koos mõõtmetega.

Uurimisala lähiste paigaldati veel mobiilse laserskaneerimise süsteemi andmete järeltöötamise ja analüüsi eesmärgil üks GNSS vastuvõtja Sokkia GCX2 (edaspidi nimetatud tugijaamaks), mis kogus terve aeg andmeid, kui mobiilne laserskaneerimise süsteem mõõtis (Joonis 16). Sokkia GCX2 vastuvõtja staatilise mõõtmisrežiimi asukoha kõrguslik täpsus on 5 mm + 0,5

ppm (Sokkia GCX2 spetsifikatsioon, 2015). Nii Sokkia, kui ka Trimble RTK GNSS seade kasutasid satelliite, mis olid saadaval alates 15 kraadi alt. Mobiilse laserskaneerimise GNSS seadmed kasutasid aga juba 7,5 kraadi alt nähtaval olevaid satelliite.



**Joonis 16.** Tugijaama GNSS vastuvõtja Sokkia GCX2 mõõteala kõrval.

Lisaks on kasutatud Maa-ameti, Metricus OÜ, Hades Geodeesia OÜ ja REIB OÜ koostööna aprillis nivelleeritud (töö TP-0179-3) kahe eelnevalt mainitud polügooni punkti kõrgusi Rakvere maanteel ja Uus-Sadama teel (Tabel 7). Nivelleerimine viidi läbi digitaalnivelliiriga Trimble/Zeiss DiNi 12 (mõõtmistäpsus edasi-tagasi suunas  $\pm 0,3$  mm/km) ja invar-koodlattidega NEDO. Käikude nivelleerimine tehti edasi- ja tagasisuunas 1. klassi mõõtmismetoodikat järgides, kuid nivelleeritud polügooni punktid kuuluvad nivelleerimise 2. klassi. Polügoonide nivelleerimiskäik tugineb nivelleerimise 1. klassi seinareeperi punktile 8261.

**Tabel 7.** Nivelleeritud punktide absoluutkõrgused ja standardhälbed

Polügoon	Kõrgus (m)	Standardhälve (mm)
I	39,740	0,061
II	39,899	0,070

Kõik uurimistöös välja toodud kõrgused on EH2000 kõrgussüsteemis. RTK GNSS ja mobiilse laserskaneerimise süsteemi kõrgused arvutati ellipsoidist geoidile kasutades geoidi mudelit: „Ellmann, A.;Märdla, S.; Oja, T.: Eesti geoidi mudel EST-GEOID 2017. Tallinna Tehnikaülikool 2017.“. Antud töö raames ei kontrollitud piirkonna geoidi mudeli täpsust.

Kunda lähistel, kolme kilomeetri kaugusel, on GPS seadmega mõõdetud riigi geodeetilise põhivõrgu 1. klassi punkt Ojaküla97, mille kõrgus arvutati EST-GEOID 2017 mudeliga EH2000sse. Kasutades ellipsoidist arvutatud ja EST-GEOID 2017 mudelist arvutatud EH2000 kõrgust, on leitud geoidi mudeli eeldatav täpsus antud piirkonnas (Tabel 8). Andmed saadi Maa-ameti hallatavast geodeetiliste punktide andmekogust.

**Tabel 8.** Geoidi mudeli kõrguslik erinevus Ojaküla97 punkti peal

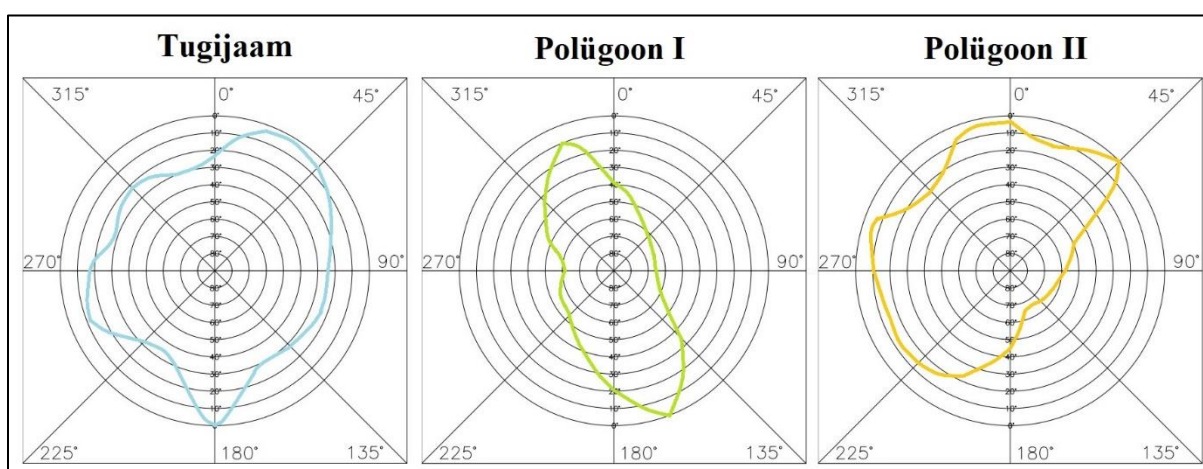
Näitaja	EH2000 kõrgus arvutatud ellipsoidist (m)	EH2000 kõrgus arvutatud EST- GEOID 2017 mudeliga (m)	Kahe meetodi erinevus (mm)
Kõrgus	49,564	49,571	7

Mobiilse laserskaneerimise kõrguslike andmete hindamiseks valiti mõõtealalt kaks polügooni, mis asusid mobiilse laserskaneerimise süsteemi jaoks raskes keskkonnas (Joonis 17). Esimest polügooni punkti ümbritsesid mõlemalt poolt kõrged puud. Teisel polügoonil piirasid uurimispunkti kagu suunas kõrged puud ning loode suunas avatum taevalaotus, kuid ka seal asusid paarikümne meetri läheduses kõrged puud ja elumaja. Lisaks on näidatud ettevõtte Geosoft OÜ hallatava Trimble VRS Now GNSS tihendusvõrgu Kunda püsijaama umbkaudne kaugus ja suund mõõtealast. Joonis 18 on näidatud tugijaama ja polügooni punktide horisondi avatus.





**Joonis 17.** Polügoonid on tähistatud tähtede ja paigaldatud tugijaam ringiga. Roheline nool viitab Kunda püsijaama suunale ja lisatud on umbkaudne püsijaama kaugus mõõtealast. (Maa-ameti kaardirakendus 2019)



**Joonis 18.** Tugijaama ning I ja II polügooni punktide horisondi avatus, kus null ühtib geograafilise põhjasuunaga.

Autor püstitas enne uurimistöö teostamist järgnevad hüpoteesid:

- Väga hea asukohaga tugijaama kasutamine tagab täpsemad kõrguslikud andmed, kui mõõdeala kõrvale pandud piiratud horisondiga tugijaama kasutamine;
- Täpsete satelliidi efemeriidide arvutusse kaasamine parandab kõrguslike andmete täpsust;

- Järeltöötlus tagab mobiilse laserskaneerimise süsteemi eriaegadel hangitud mõõdistusandmete kõrgusliku täpsuse;
- Mobiilse laserskanneri kõrguslik täpsus on parem RTK GNSS mõõtmiste täpsusest võrreldes nivelleeritud kõrgusega.

Andmetöötlus toimus mitmes jaos ning erinevate programmidega. Uurimistöös kasutati järgnevaid andmeid:

- Töötlemata mobiilse laserskaneerimise süsteemi andmeid;
- RTK GNSS meetodil mõõdetud koordinaadid kahel polügooni punktil;
- Kahe polügooni punkti nivelleeritud kõrgused;
- Nelja püsijaama koordinaadid;
- Tugijaama koordinaadid;
- Täpsete satelliidi efemeriidide andmed.

Andmetöötluse etapid olid:

1. Tugijaama koordinaadi arvutamine;
2. Trajektoori arvutus;
3. Punktipilve arvutus;
4. Kasutatud polügoonide punktipilve tasandamine.

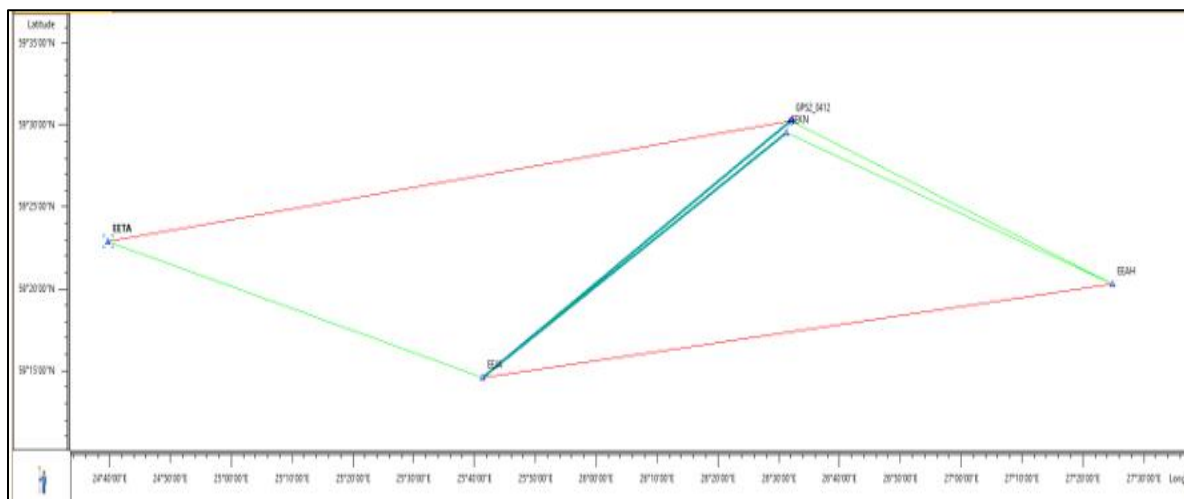
Esimesena arvutati välja **tugijaama koordinaadid** kasutades parema täpsuse tagamiseks nelja püsijaama koordinaate: Tallinn, Kunda, Ahtme ja Järeda. Vektorite arvutus ning tasandus toimus programmis Magnet Tools (versioon 4.3.0), kus tugijaama koordinaadid leiti vähimruutude meetodil. Vähimruutude meetodi põhimõte seisneb võrdtäpsetel mõõtmistulemustele rakendatavate parandite ruutude summal, mis peab olema minimaalne (Soe, 2016: 27). Tingimus on näidatud valemis 3.

$$\Sigma v^2 = \min \quad (3)$$

kus  $\Sigma v^2$  on parandite ruutude summa

Arvutuse tulemusel saadi püsijaama vektorid, (Joonis 19) tugijaama geodeetilised koordinaadid ning standardhälbed (Tabel 9). Vektorite arvutustulemusel saadud aruanne on välja toodud lisas (Lisa 1). Vektorite Tallinn-Tugijaam ja Ahtme-Järeda kõrguse vea

standardhälbed olid üle nelja sentimeetri, kuid kuna Tallinna ja Ahtme punktid asuvad tugijaamast kaugel, siis mõju koordinaatide täpsusele ei ole. Jättes Tallinna ja Ahtme püsijaama vertikaalandmed arvutusest välja, tulevad tugijaama koordinaadid identsed.



**Joonis 19.** Tugijaama koordinaadi arvutus Tallinn (EETA), Kunda (EEKN), Ahtme (EEAH) ja Järeda (EEJA) püsijaamade abil.

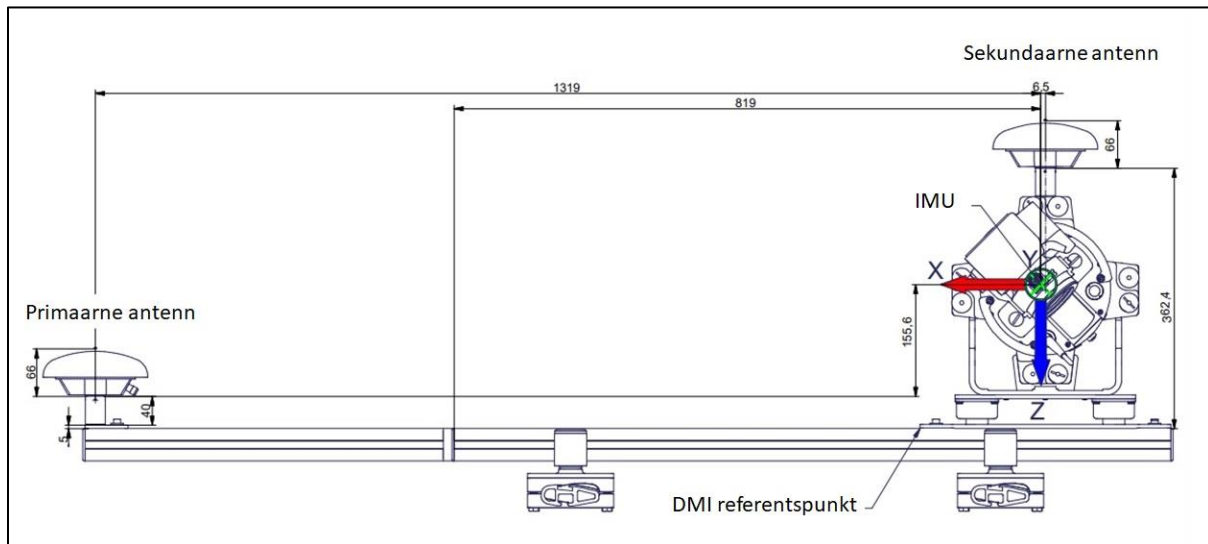
**Tabel 9.** Tugijaama arvutuse tulemusel saadud punkti geodeetilised koordinaadid ja standardhälbed (usaldusnivoo 95%)

Näitaja	Pikkus	Laius	Kõrgus (ellipsoid - m)
Koordinaadid	59°30'15,31545''	26°31'59,02020''	57,783
Standardhälve	0	0	0,001

Teisena toimus mobiilse laserskaneerimise süsteemi **trajektooride arvutus** programmis Applanix POSPac MMS 7.2. Arvutus toimus nelja erineva arvutusskeemiga. Trajektooride arvutamisel on kasutatud:

- Kunda püsijaama koordinaate, MLSi andmeid ja otseedastatud efemeride;
- Kunda püsijaama koordinaate, MLSi andmeid ja lõplikke täpseid satelliidi efemeride;
- Mõõteala kõrvale pandud tugijaama arvutatud koordinaate, MLSi andmeid ja otseedastatud efemeride;
- Mõõteala kõrvale pandud tugijaama arvutatud koordinaate, MLSi andmeid ja lõplikke täpseid satelliidi efemeride.

Selleks, et saada lõpptulemuseks MLSi trajektoor, tuli esmalt sisestada antud süsteemile iseloomulikud parameetrid, sealhulgas primaarse GNSS vastuvõtja, DMI ja IMU asukoht referentspunkti suhtes ning GAMSi baasjoone vektor (sekundaarse GNSS antenni asukoha erinevus primaarse GNSS antenni suhtes referentsraamil) (Joonis 20).



**Joonis 20.** Mobiilse laserskaneerimise süsteemi Riegl VMZ antennide ja IMU asetatus ning DMI referentspunkt. (Riegl VMZ käsiraamat, 2014: 57)

Seejärel määrati trajektoori arvutamisel kasutatav baasjaam. Peale baasjaama märkimist väljastab programm GNSS andmete statistika (Joonis 21). Näidatud on Kunda püsijaamaga ning oma tugijaamaga saadud statistika.

GNSS QC Statistics			
Statistics	Min	Max	Mean
Baseline Length (km)	0.25	3.18	N/A
Number of GPS SV	2	12	7
Number of GLONASS SV	0	9	6
Number of QZSS SV	0	0	0
Number of BEIDOU SV	0	0	0
Total Number of SV	4	20	13

Fixed Epoch: 25644.0 s Float Epoch: 243.0 s No Solution: 1292.0 s  
Fixed Solution: 94.35% Float Solution: 0.89% No Solution: 4.75%

OK

GNSS QC Statistics			
Statistics	Min	Max	Mean
Baseline Length (km)	0.02	1.99	N/A
Number of GPS SV	2	11	7
Number of GLONASS SV	0	8	5
Number of QZSS SV	0	0	0
Number of BEIDOU SV	0	0	0
Total Number of SV	4	18	12

Fixed Epoch: 25419.0 s Float Epoch: 368.0 s No Solution: 1392.0 s  
Fixed Solution: 93.52% Float Solution: 1.35% No Solution: 5.12%

OK

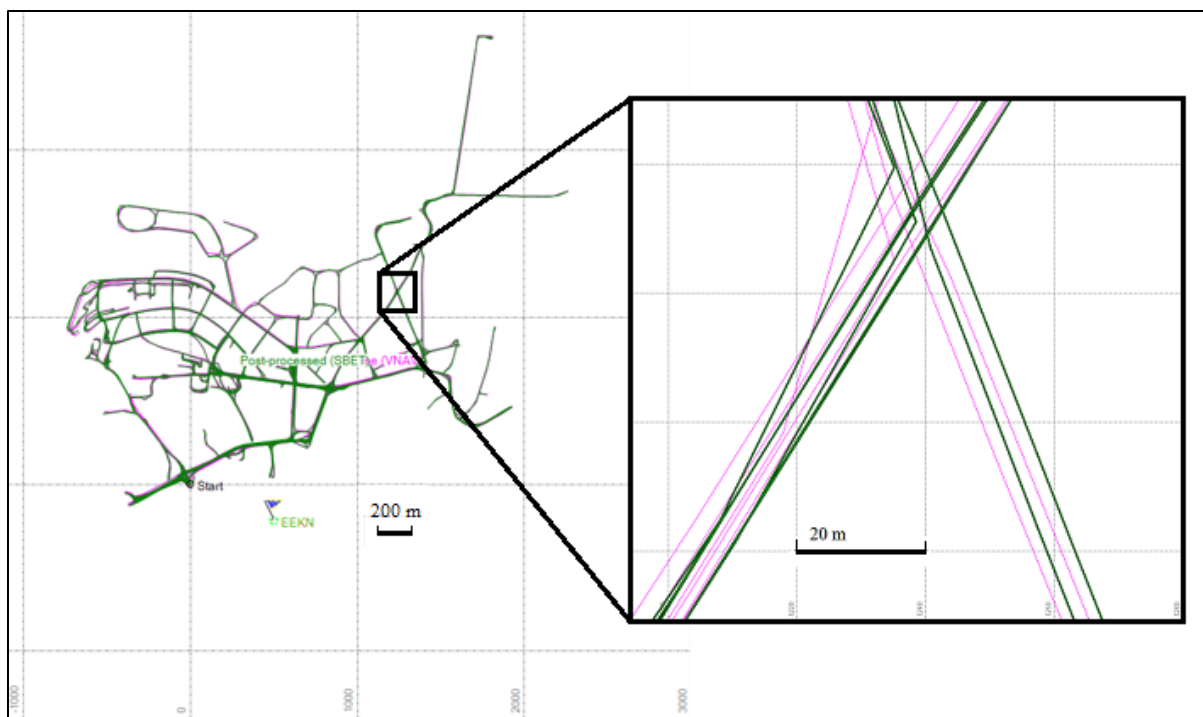
**Joonis 21.** Kunda püsijaamaga (vasakul) ja oma tugijaamaga (paremal) saadud GNSS trajektooriarvutuse statistilised näitajad.



Statistikast on näha, et *fixed* ehk täpne lahendus saadi MLSi GNSS trajektooriga üle 90% mõõtmiste ajast, nii Kunda püsijaama kui oma tugijaama kasutades. Vahe oli vaid ~1%. Kui arvutuseks kasutati Kunda püsijaama, oli täpset lahendust 94,35% ajast ehk üle 7 tunni. Suure protsendi tagas püsijaama paiknemine hoone katusel, kus segavad faktorid GNSS mõõtmiseks puudusid. Kunda püsijaam ning MLSi GNSS vastuvõtjad salvestasid andmeid sekundilise intervalliga. GNSS vastuvõtja oli 4 minutit ujuva lahendusega ning umbes 22 minutit puudus lahendus täielikult ehk lahendust polnud mõõtmiste ajal kokku umbes 26 minutit. Mõõteala kõrvale paigaldatud tugijaama kasutades oli MLSil täpne lahendus 93,52% ajast ning GNSS lahendus puudus 29 minutit. Sarnaselt Kunda püsijaama ja MLSi GNSSile mõõtis tugijaama GNSS vastuvõtja andmeid iga sekund. Andmetest on veel näha, et Kunda püsijaamal ja MLSi GNSS seadmel ühtisid maksimaalselt 12 GPS satelliiti ja minimaalselt 2 satelliiti. Maksimaalselt kasutasid mõlemad seadmed samal ajal 20 identset satelliiti ning kõige vähem 4 identset satelliiti. Tugijaama ja MLSi GNSS seadmete satelliitide ühtivus oli keskmiselt 7 GPS satelliiti ning 5 GLONASS satelliiti. Keskmiselt ühtisid 12 satelliiti. Andmed näitavad, et antud uurimistöös peaks tulemused Kunda püsijaamaga ja oma tugijaamaga sarnased tulema. Täpsused võivad erineda lokaalselt.

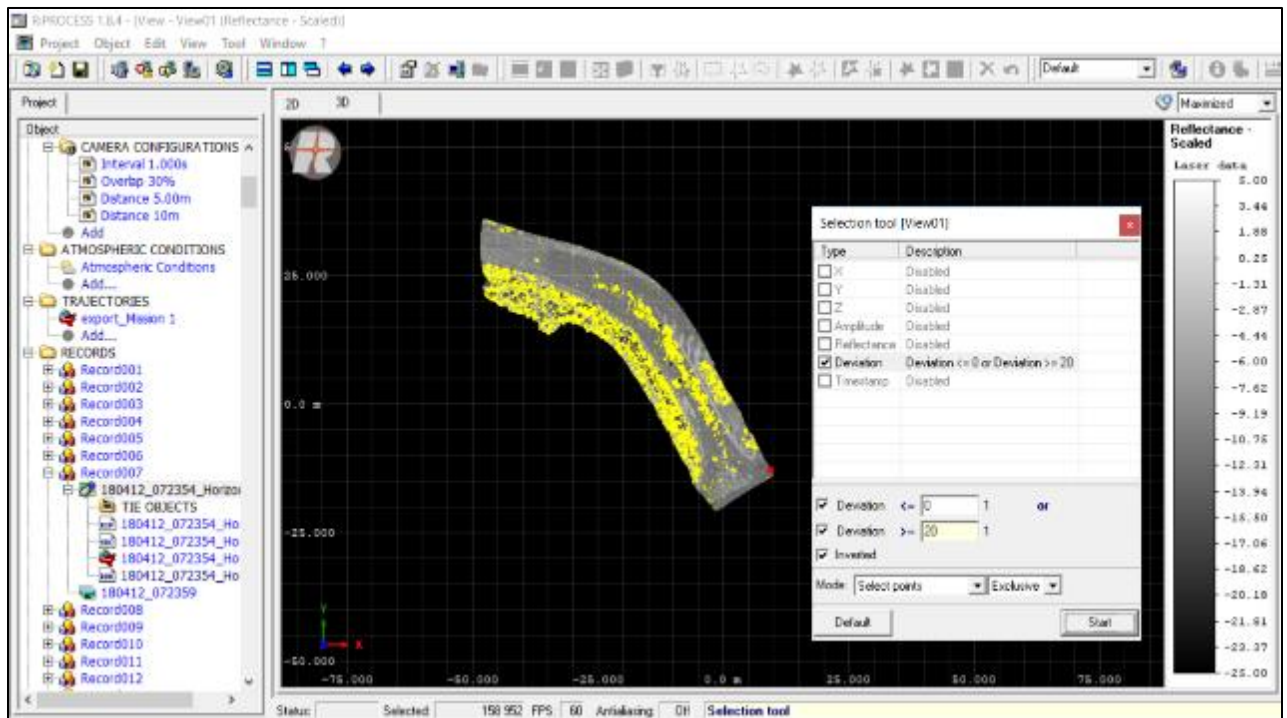
Peale parameetrite ja baasjaama seadmist arvutati trajektoor. Antud magistris töös on kasutatud ühe baasjaamaga trajektoori arvutuse meetodit. See meetod hõlmab ühte baasjaama, mis võib olla kuni 5 km kaugusel mõõtealast. Antud juhul on kasutatavad baasjaamad (Kunda püsijaam ja mõõtealale paigaldatud tugijaam) maksimaalselt mobiilsest laserskaneerimise süsteemist 3,18 km ja 1,99 km kaugusel. Ühe baasjaama meetod kalibreerib signaali hilinemise vead, mis suurenevad baasjaamast eemaldudes ning programm kasutab oma kalibreerimistulemusi katkenud signaalide taastamiseks või faasitsükli vigade parandamiseks. Katkemisel suudab töötlusprogramm hoida detsimeetriskaala-taseme täpsust nii kaua, kui signaal taastatakse. (PosPac MMS...User Guide, 2016: 17) Arvutus toimub nii edasi kui ka tagasisuunas, siludes satelliitide kadumisest tulenevaid mõjusid ning teisi moonutusi andmestikus. Arvutamisel kasutatakse algseid IMU, GNSS ning baasjaama andmeid, et saada trajektoori silutud parim hinnang skaneerinud sõidukile. Kuigi GNSS lugemid saadakse iga sekund, siis sõiduki asukoht määratakse iga 0,005 sekundi järel ehk 5000 korda sekundis, kasutades IMU ja DMI seadmeid, mis mõõdavad ka siis, kui GNSSilt andmeid ei saada.

Pärast trajektoori arvutust jälgiti programmis DMI andmetest tekkinud graafikut, mille lõppväärtus peaks olema ligilähedane arvule, mis sai enne parameetritesse sisestatud. Seda tuleb jälgida ennekoike täpsema trajektoori saavutamiseks. Kui tulemus erineb liiga palju, tuleks parameetri väärtus muuta vastavalt sõidu lõpuosas saadud DMI väärtusele ja teha trajektoori arvutus uuesti. Arvutusi tehes ning DMI väärtust jälgides tuli välja, et kui kasutati Kunda püsijaama, siis ei kõikunud DMI väärtus väga palju võrreldes algselt sisestatud väärtusega. Kasutades aga oma tugijaama, erinesid DMI väärtused silmnähtavalt. Pärast lõplikku trajektoori arvutust vaadati programmis PosPac MMS arvutusejärgseid väärtusi tervel trajektoorigil. Vaadati trajektoori silumise kõrguslikke parandeid, sõiduki peal oleva GNSS vastuvõtja ja püsijaama vahelist sidet (lahendust, hinnangulist täpsust, PDOP), silutud trajektoori täpsust jne. Pärast arvutust saab programmis vaadata algset ja lõplikku trajektoori (Joonis 22). Lilla värv joonisel viitab enne järelekoitlust väliandmetest saadud trajektoorigile ning roheline parandatud trajektoorigile.



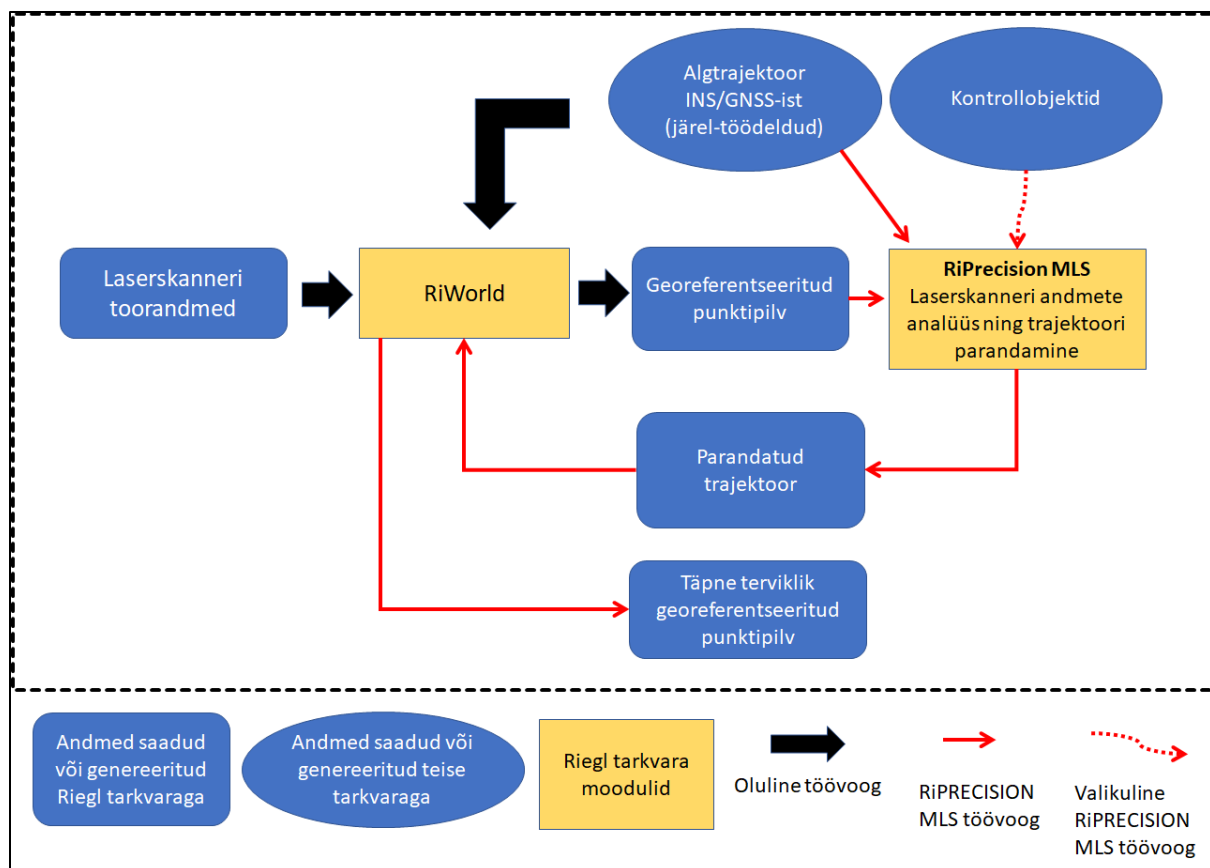
42

Pärast trajektoori arvutamist viidi tulemus programmi RiProcess, kus toimus **punktipilve arvutus**. Esimesena tuli arvutada trajektoorele koordineeritud punktipilved. Seejärel eemaldati andmetest mürapunktid, mille standardhälve oli võrdne või suurem kui 20 cm (Joonis 23).



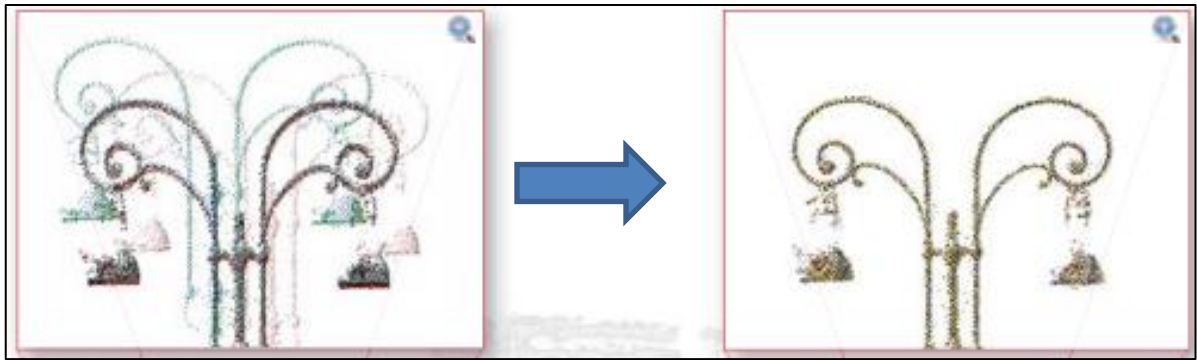
**Joonis 23.** Punktipilvest eemaldatavad mürapunktid on näidatud kollasega.

Pärast müra eemaldamist toimus **punktipilve tasandamine** RiProcessis oleva tasandamise mooduliga RiPrecision (Joonis 24). Tasandamisel toimub kõigi punktipilvede ühildamine. Selle tulemusel kaovad ära vahed erinevate punktipilve tasandite vahel – punktipilv tehakse sujuvaks. Punktipilve kvaliteet sõltub suuresti mõõtmisel saadud trajektoori kvaliteedist ning kuna GNSSi täpsused erinevad trajektoori lahendustes, siis ei ole ka punktipilved ülekattuvuse alades ühel kõrgusel ega ka tihtipeale õigel kõrgusel (RiPrecision MLS Datasheet, 2014). Antud uurimistöös ühildati kokku ühe tasandamise käigus kaheksa punktipilve (kaks punktipilve esimeses polügoonis ning kuus teises). Antud magistritöös kontrollpunkte arvutusel ei kasutatud, sest skaneerimine toimus tänavavalgustuspostide projekteerimise eesmärgil, mis ei nõua väga suurt kõrguslikku täpsust.



**Joonis 24.** RiPrecisioni töövoog programmis RiProcess. (RiPrecision MLS Datasheet 2014: 4)

RiPrecisioni töövoos on näha, et laserskanneri toorandmed ühildatakse algse trajektooriga, mis arvutatakse Riegli tarkvara välises programmis. Algses trajektooris on kasutatud juba INS/GNSS andmeid, mille arvutamisel kasutati GNSSi, DMI ja IMU andmeid ehk trajektoor on teises programmis juba töödeldud. Algse trajektoori ja laserskaneerimise andmete ühildamise tulemusel saadakse georeferentseeritud punktipilved, mis tähendab, et punktipilved on viidud riiklikku (või mõnda teise) koordinaatsüsteemi. Seejärel toimub RiPrecisioniga trajektoori parandamine, mille käigus toimub samaaegselt punktipilvede tasandamine. Kui enne olid samas asukohas erinevate punktipilve tasandite vahed näiteks 50 cm, siis pärast tasandamist viiakse need ühele kõrgusele ja erinevate punktipilve tasandite punktide vahe võib jääda vaid ühe sentimeetri juurde (Joonis 25). Ülekattega alad ühildatakse ning saadakse täpne terviklik georeferentseeritud punktipilv.



**Joonis 25.** Kolme punktipilve tasandi tasandamine rakendusega RiPrecision MLS. (RiPrecision MLS Datasheet 2014: 3)

Uurimistöö jaoks võeti andmeid nii enne kui pärast punktipilve tasandamist. Järgnevates peatükkides on välja toodud iga trajektooriga saadud punktipilve tulemused. Töö lisas (Lisa 2) on välja toodud tasandamisjärgsed aruanded, kus on näidatud asukoha paranduse statistika ning orienteerimise korrektuurid. Mõlemad andmestikud on näidatud ka graafikul, kus on lisaks välja toodud ajamoment, millal punktipilv mõõdeti. Asukoha parandust iseloomustatakse piki trajektoori (*Along-Track*), risti trajektoori (*Cross-Track*) ja kõrguse (*Height*) paranditega. Arvutatud on ka kokkuvõtlik asukoha paranduse standardhälve (*Total Positional Deviation*). Orienteerimise korrekture iseloomustatakse järgmiste näitajatega: põikikalde (*Roll Angle*), pikikalde (*Pitch Angle*) ja pöördkalde (*Yaw Angle*) parandid. Lisatud on veel kokkuvõtlik orienteerimise standardhälve (*Total Angular Deviation*). Mõlema paranduse korral on välja toodud näitajate absoluutväärtuse keskmine parand, keskmine ruutviga ning maksimaalne erinevus punktide vahel.

### 3. UURIMISTÖÖ TULEMUSTE ANALÜÜS

#### 3.1 RTK GNSS andmete analüüs

RTK GNSS mõõtmiste eesmärgiks oli leida antud meetodiga teostatud mõõtmiste täpsus kahe polügoonil võrreldes 2. klassi nivelleeritud kõrgustega, mis loeti õigeks (Tabel 10). Tulemused näitavad, kas RTK GNSS mõõtmised võiks olla mobiilse laserskaneerimise alternatiiviks. RTK GNSS mõõtmised teostati mobiilse laserskaneerimisega samaaegselt, et tagada samade satelliitide kasutamine ja sealt tulenevalt ka satelliitide geomeetriline asetatus. RTK GNSS mõõtmiste raport on välja toodud lisas (Lisa 3). Hiljem võrreldi RTK GNSS täpsust MLSi tasandatud punkt pilve andmetega (Joonis 29).

**Tabel 10.** RTK GNSS mõõtmiste erinevus nivelleeritud kõrgusest polügoonidel. Välja on toodud ka mõõtmiste kellaeg

Polügoon/ Mõõtepunkti nr	Kellaeg	Nivelleeritud kõrgus (m)	RTK GNSS (m)	Nivelleerimise ja RTK GNSSi vahe (mm)
I-1	08:33:50	39,740	39,711	29
I-2	08:34:31		39,745	-5
II-1	08:41:25	39,899	39,903	-4
II-2	08:44:47		39,880	19
II-3	08:48:35		39,877	22
II-4	08:52:33		39,862	37
II-5	13:37:32		39,963	-64
II-6	13:43:37		39,928	-29

Tulemustest on näha, et kõige ebatäpsem RTK GNSS mõõtmine oli teise polügooni viiendal mõõtmisel, kui RTK GNSS mõõtis 64 mm kõrgemale tegelikust kõrgusest. Pärastlõunased mõõtmised on mõlemad suure veaga ning negatiivse märgiga ehk kõrgemal nivelleeritud kõrgusest. Tehtud mõõtmised erinesid nivelleeritud kõrgusest vahemikus -64 mm kuni 37 mm.

Uurimistöös käigus hinnati veel vastuvõetud satelliitide arvu mobiilse laserskaneerimise süsteemis ja RTK GNSS seadmega mõõtmisel (Tabel 11). Mõlema seadmega mõõdeti GPS ja GLONASS satelliite. Galileo konstellatsiooni ei kasutatud, sest trajektoori arvutuse programm PosPac MMS antud süsteemi veel ei toeta. RTK GNSS mõõtis alates 15 kraadi alt nähtaval

olevaid satelliite ning MLS mõõtis satelliite alates 7,5 kraadist. Nii RTK GNSS mõõtmistel, kui ka mobiilse laserskaneerimise süsteemis saavutatakse täpne lahendus minimaalselt nelja ühise baas- ja liikuvjaamas nähtaval oleva satelliidiga. Nagu juba varem mainitud, viidi mõõtmisi läbi kahel polügoonil kokku kaheksa korda. Esimesel polügoonil sõitis mobiilne laserskanner kaks korda ning teisel kuus korda.

**Tabel 11.** Satelliidi konstellatsioonide GPS ja GLONASS satelliitide nähtavus RTK GNSS seadmel ja MLSi GNSS seadmel mõõtmiste ajal

<b>Polügoon/ Mõõtepunkti nr</b>	<b>Kellaaeg</b>	<b>RTK GNSS vastuvõtja</b>	<b>MLSi GNSS vastuvõtja</b>
I-1	08:33:50	11	4
I-2	08:34:31	11	5
II-1	08:41:25	12	6
II-2	08:44:47	11	0
II-3	08:48:35	10	6
II-4	08:52:33	11	5
II-5	13:37:32	14	4
II-6	13:43:37	15	6

RTK GNSSi nähtavusallas oli 10-15 satelliiti, samal ajal kui MLSi GNSS vastuvõtja sai asukoha informatsiooni kuni kuult satelliidilt. RTK GNSSi satelliitide arvust tuleb välja, et pärastlõunal sai RTK GNSS vastuvõtja rohkematelt satelliitidelt informatsiooni, kui hommikustel mõõtmistel. Kell 8.44 tehtud mõõtmisel ei saanud mobiilne laserskaneerimise süsteem ühtegi satelliiti taevalaotusest kasutada. See oli ka ainus kord, kui mobiilse laserskaneerimise süsteemi GNSS vastuvõtjal lahendust polnud ning toetus eelmistele lahendustele. Antud mõõtmisel liikus mobiilne laserskaneerimise süsteem metsa alalt lagedama ala poole ning mõõtmiste hetkeks polnud GNSS ühendus taastunud. Asukoha andmete tühimiku täitsid DMI ja IMU sensoritest saadavad andmed.

### **3.2 Kunda püsijaama, mobiilse laserskaneerimise ning otseedastatud ja lõplike täpsete satelliidi orbiidi efemeriidide andmetega saadud trajektoori tulemuste analüüs**

Analüüsi käigus on kasutatud Kunda püsijaama ja mobiilse laserskaneerimise süsteemi toorandmeid ning otseedastatud ja IGSi lõplikke GPS ja GLONASS satelliidi orbiitide täpseid efemeride. Nende andmetega arvutati trajektoorid ja punktipilve kõrguslikud andmed.

Esmalt arvutati mobiilse laserskaneerimise süsteemi trajektoor kogu mõõtealale. Järgnevalt on välja toodud valik trajektoori täpsust iseloomustavatest suurustest (Tabel 12). Välja on toodud mobiilse laserskaneerimise süsteemil oleva primaarse GNSS vastuvõtja kõrguse standardhälve, PDOP, vastuvõtja lahendus (ujuv/täpne), trajektoori silumisel sisseviidud kõrgusliku parandi keskmine ruutviga (KRV) ning lõplik silutud trajektoori kõrgusliku täpsuse hinnanguline keskmine ruutviga. Näidatud on vaid ajamomendid, mil toimus mõõdistamine kahel polügoonil. Algses punktipilve arvutuses kasutati tervet trajektoori.



**Tabel 12.** Trajektoori arvutusel saadud MLSi GNSS vastuvõtja kõrguse standardhälve, PDOP, vastuvõtja lahendus, silutud trajektoori siseseviidud parandi keskmine ruutviga ning hinnanguline kõrgusliku täpsuse keskmine ruutviga, kui trajektoori arvutusel on kasutatud Kunda püsijaama, mobiilse laserskanneri toorandmeid, otseedastatud efemeride ja lõplikke täpsed satelliidi orbiidi efemeride

			Kunda püsijaam, MLS ja otseedastatud efemeriidid				Kunda püsijaam, MLS ja lõplikud täpsed efemeriidid			
Polügoon/ Mõõtepun- kti nr	Kellaaeg	MLSi GNSS vastuvõtja kõrguse standard- hälve (m)	MLSi GNSS vastuvõtja PDOP	MLSi GNSS vastuvõtja lahendus	Silutud trajektoori siseseviidud kõrguslik parand (KRV - mm)	Silutud trajektoori kõrguslik täpsushinn- ang (KRV - mm)	MLSi GNSS vastuvõtja PDOP	MLSi GNSS vastuvõtja lahendus	Silutud trajektoori siseseviidud kõrguslik parand (KRV - mm)	Silutud trajektoori kõrguslik täpsushinnang (KRV - mm)
I-1	8:33:50	1,25	5,0	ujuv	37	-2	4,9	ujuv	37	-2
I-2	8:34:31	1,42	5,7	täpne	25	20	5,5	täpne	25	20
II-1	8:41:25	1,24	2,3	täpne	25	2	1,9	täpne	25	2
II-2	8:44:47	1,26	2,1	täpne	29	-5	2,2	täpne	28	-12
II-3	8:48:35	1,26	5,1	täpne	28	-15	5,1	täpne	28	-11
II-4	8:52:33	1,15	240	täpne	24	17	329	täpne	25	1
II-5	13:37:32	1,15	2,0	täpne	27	-4	2,0	täpne	27	-2
II-6	13:43:37	1,14	1,8	täpne	15	-5	1,9	täpne	15	-6

Sõiduki peal oleva primaarse GNSS vastuvõtja (tagab asukoha andmed) PDOPi väärtustest on näha, et teise polügooni neljanda punkti mõõtmise ajal oli satelliitide geomeetria vastuvõtja jaoks väga halb. Täpne mõõtmine eeldab, et PDOP väärtus on alla 4. Täpseks mõõtmiseks lubatud PDOP väärtuse ületasid ka esimese polügooni mõõtmised ning teise polügooni kolmas mõõtmine. Ainus mõõtmine, mil lahendust vastuvõtjal ei olnud, oli esimese polügooni esimene mõõtmine. GNSS vastuvõtja kõrgusliku väärtuse standardhälbed olid vahemikus 1,14 – 1,42 m, mis näitab, et GNSS seadmega saadud väärtused erinesid keskmisest väärtusest üle ühe meetri. Mõlema polügooni silumise kõrguse parandite keskmised ruutvead jäid vahemikku 15-37 mm. Kõige rohkem parandati esimese polügooni esimest mõõtmist. Lõplik hinnanguline trajektoori kõrgusliku täpsuse keskmine ruutviga on näha silutud trajektoori täpsuse väärtuses. Mõõtemomentidel jääb trajektoori keskmine ruutviga -15 mm ja 20 mm vahele. Suurim viga on esimese polügooni teisel mõõtmisel. Enamasti jäid keskmised ruutvead alla ühe sentimeetri.

Mobiilne laserskanner sõitis kaks korda esimesel polügoonil ja kuus korda teisel. Järgnevalt on hinnatud, kui täpselt mõõtis mobiilne laserskaneerimise süsteem võrreldes nivelleeritud mõõtmistega (Tabel 13). Mobiilse laserskanneri punktipilvede väärtused tuginevad silutud trajektooriga. Õigeks on loetud 2. klassi nivelleerimise väärtus.

**Tabel 13.** Mobiilse laserskaneerimise ja nivelleerimise absoluutkõrguse vahe polügoonidel, kus trajektoori arvutusel kasutati Kunda püsijaama andmeid koos otseedastatud efemeriididega ning Kunda püsijaama koos lõplike täpsete efemeriididega. Kasutatud on tasandamata punktipilve

Polügoon/ Mõõtepunkti nr	Nivelleeritud kõrgus (m)	Kunda püsijaam ja otseedastatud efemeriidid		Kunda püsijaam ja lõplikud täpsed efemeriidid		Otseedastatud ja täpsete efemeriidide vahe (mm)
		MLS-i punktipilv (m)	Nivelleeritud kõrguse ja MLS-i punktipilve vahe (mm)	MLS-i punktipilv (m)	Nivelleeritud kõrguse ja MLS-i punktipilve vahe (mm)	
I-1	39,740	39,702	38	39,684	56	18
I-2		39,744	-4	39,746	-6	-2
II-1	39,899	39,871	28	39,871	28	0
II-2		39,918	-19	39,908	-9	10
II-3		39,872	27	39,869	30	3
II-4		39,852	47	39,853	46	-1
II-5		39,818	81	39,822	77	-4
II-6		39,922	-23	39,924	-25	-2

Esimesel polügoonil erines mõlemat arvutusskeemi kasutades enim esimene mõõtmine, mis võis tulla mobiilse laserskanneri GNSS vastuvõtja ujuvast lahendusest ehk täpset lahendust ei olnud. Täpset lahendust ei olnud nii enne kui ka pärast antud mõõtmist, mis võis mõjutada täpse tulemuse saavutamist. Lisaks parandati otseedastatud efemeriididega mõõdetud trajektoori enne ja pärast esimest mõõtmist 90 mm ning 50 mm keskmise ruutvea suuruses. Täpseid efemeride kasutades olid need väärtused 93 mm ja 352 mm, mis näitab, et suletud horisont mõjutas mõõtmisi.

Teisel polügoonil tuli kõige suurem erinevus õigest kõrgusest ehk nivelleeritud kõrgusest viienda mõõtmise ajal, mis tehti kella poole kahe ajal. Täpsust võis mõjutada Kunda püsijaama ja MLSi GNSS vastuvõtja vahelise baasjoone kadumine, mis on tavapärane keskkondades, kus on kõrged objektid. Lisaks oli ka edasisuunalisel arvutamisel MLSi GNSS seadme PDOP väärtusega kaheksa, kuigi silutud trajektooriga on hinnatud PDOP väärtuseks kaks (Tabel 12). Edasisuunaliselt arvutusel saadi antud mõõtmise keskmiseks ruutveaks 50 mm otseedastatud efemeriididega, mis oli lineaarselt tõusvas suunas. Täpsete efemeriididega saadi edasisuunalisel arvutusel keskmiseks ruutveaks 76 mm. Kõik need näitajad võisid lõpliku trajektoori arvutust mõjutada.

Võrreldes kahe arvutuse skeemi tulemusel saadud tasandamata punktipilvesid (Tabel 13), on näha, et esimesel polügoonil erinesid mõõtmised kuni 18 mm. Täpsem oli siiski tulemus, kui kasutati otseedastatud efemeride, sest mõlemal esimese polügooni mõõtmisel oli punktipilve väärtus tegelikule kõrgusele lähemal võrreldes sellega kui kasutati täpseid satelliidi efemeride. Kõikidel teistel mõõtmistel oli punktipilvede vahe kuni üks sentimeeter.

Järgmisena on hinnatud mõõdetud andmeid peale punktipilve tasandust. Punktipilve tasandamise aruanded on näidatud lisas (Lisa 2). Vaadates Kunda püsijaama ja otseedastatud efemeriididega arvutatud tasanduse aruannet, on näha, et trajektoori asukoha andmeid tasandati maksimaalselt 61 mm – seda nii piki kui ka risti trajektooris. Mõlemad parandused toimusid pärastlõunal mõõdetud trajektooris. Kõrgust parandati maksimaalselt 39 mm võrra ning seda hommikul mõõtmisel. Trajektoori asukoha tasanduse keskmine ruutviga on 23 mm. Trajektoori suuna parandus oli maksimaalselt 56,12 sekundit pöörd-suunas. Trajektoori suuna tasanduse keskmine ruutviga on 17,53 sekundit.

Kui arvutamisel kasutati Kunda püsijaama ja lõplike täpseid efemeride, siis oli tasanduse aruandest näha suurt trajektoori asukoha parandite kõikumist hommikustel mõõtmistel. Programm RiProcess parandas maksimaalselt kõrguse viga tasandamisel 78 mm. Aruandes on

näha, et antud parand viidi sisse esimesel mõõtmisel, mil mobiilse laserskaneerimise süsteemi ja nivelleeritud kõrguse vahe oli 56 mm. Nii piki kui risti trajektoori andmeid tasandas programm 63 mm võrra. Trajektoori asukoha parandamise keskmine ruutviga on 27 mm. Suuna andmetest tasandati kõige rohkem pöörde suunda. Trajektoori suuna parandi keskmine ruutviga on 19,08 sekundit.

Järgmisena on näidatud tasandatud punktipilve võrdlus nivelleeritud kõrgusega (Tabel 14). Lisatud on tasandatud punktipilve väärtus, kui arvestada uue kõrgussüsteemi geoidi mudeli kõrgusliku väärtuse erinevusega Kunda linna lähisel oleval geodeetilisel punktil (Tabel 8). Tasandamine toimus programmi RiProcess-sisese tasanduse rakendusega RiPrecision (Joonis 24). RiPrecision arvestab tasandamisel kõigi olemasolevate andmetega.

**Tabel 14.** Tasandatud punktipilvest saadud polügooni väärtuste võrdlemine nivelleeritud absoluutkõrgusega, kui arvutusel kasutati Kunda püsijaama andmeid. Lisaks on näidatud tasandatud punktipilve ja nivelleeritud kõrguse vahe pärast geoidi mudeli erinevuse arvestamist

		Kunda püsijaam ja otseedastatud efemeriidid			Kunda püsijaam ja lõplikud täpsed efemeriidid		
		Tasandatud punktipilv (m)	Nivelleeritud kõrguse ja tasandatud punktipilve vahe (mm)	Kõrguste vahe pärast geoidi mudeli erinevuse arvestamist (mm)	Tasandatud MLS-i punktipilv (m)	Nivelleeritud kõrguse ja MLS-i punktipilve vahe (mm)	Kõrguste vahe pärast geoidi mudeli erinevuse arvestamist (mm)
I	39,740	39,733	7	0	39,733	7	0
II	39,899	39,882	17	10	39,880	19	12

Punktipilve tasanduse tulemustest on näha, et mõlema polügooni ja arvutuse skeemi korral tasandas programm punktipilve tegelikust kõrgusest allapoole. Esimese polügooni punktipilv on nii otseedastatud kui ka täpseid efemeride kasutades 7 mm madalamal. Teise polügooni punkt on otseedastatud efemeride kasutades 17 mm ning lõplike täpseid efemeride kasutades 19 mm madalamal. Arvestades geoidi mudeli erinevusega antud piirkonnas (Tabel 8), on esimese polügooni mõõtmine mõlemat arvutuse skeemi kasutades veatu ning teine vastavalt skeemile 10 mm ja 12 mm erinev õigest kõrgusest. Teise polügooni suurem tasanduse viga võis tulla rohkemate andmete olemasolust ning nende tasandamisesse kaasamisest. Üksikmõõtmiste väärtused erinesid üksteisest ja suuremad erinevused mõjutasid lõpptulemust. Võrreldes mõlema punktipilve tulemusi, on näha, et kui kasutatakse stabiilses keskkonnas olevat püsijaama, siis on võimalik saada peaaegu identsed tulemused, vaatamata sellele, kas kasutatakse otseedastatud või lõplike täpseid satelliidi orbiidi efemeride.

Kogu mobiilne laserskaneerimine viidi läbi topo-geodeetilise plaani koostamise eesmärgil. Ettevõttes REIB OÜ kasutati punktipilve arvutusel otseedastatud efemeride ning Kunda püsijaama andmeid nagu ka magistritöö autor ühe arvutusskeemiga. Arvutustel erines aga see, et ettevõttes kasutati tervet mõõdetud trajektoori punktipilve tasandamisel ning trajektoori lõigud, kus olid suured ebatäpsused, tasandati eraldi täpsemate trajektoori lõikude abil. (Tabel 15)

**Tabel 15.** REIB OÜ tasandatud punktipilve täpsus võrreldes nivelleeritud kõrgusega, kui arvutamisel kasutati Kunda püsijaama ja otseedastatud efemeride. Välja on toodud ka tasandatud punktipilve ja nivelleeritud kõrguse vahe pärast geoidi mudeli kõrgusliku erinevuse arvestamist

Polügoon	Nivelleeritud kõrgus (m)	Tasandatud punktipilv (m)	Nivelleeritud kõrguse ja tasandatud punktipilve vahe (mm)	Kõrguste vahe pärast geoidi mudeli erinevuse arvestamist (mm)
I	39,740	39,732	8	1
II	39,899	39,881	18	11

Tulemustest on näha, et REIB OÜ tasandatud punktipilv on polügoonidel ühe millimeetrise erinevusega võrreldes magistritöö kahe arvutusskeemi tulemustega, kui arvutusel kasutati Kunda püsijaama (Tabel 14). Väärtused erinevad minimaalselt, mistõttu ei saa väita, et terve trajektoori kaasamine tasandamisesse parandab või muudab punktipilve täpsust kehvemaks.

### **3.3 Tugijaama, mobiilse laserskaneerimise ning otseedastatud ja lõplike täpsete satelliidi orbiidi efemeriidide andmetega saadud trajektoori tulemuste analüüs**

Analüüsimisel on kasutatud mobiilse laserskaneerimise süsteemi toorandmete ning mõõteala kõrvale pandud tugijaama andmetega arvutatud trajektoori. Arvutuste juures on kasutatud kas otseedastatud või IGSi lõplikke täpseid satelliidi orbiidi efemeride vastavalt GPS ja GLONASS satelliitide kohta.

Esmalt arvutati trajektoor välitöö andmetest. Trajektoori tasandamise raportitest vaadeldi pärast trajektoori silumist MLSi primaarse GNSS vastuvõtja kõrguse standardhälvet, PDOPi, vastuvõtja lahendust mõõtmise momendil, silutud trajektoori parandite keskmiseid ruutvigu (KRV) ning silutud trajektoori hinnangulist kõrguse täpsuse keskmiseid ruutvigu (Tabel 16). Näidatud on vaid ajahetked, kui toimusid mõõtmised kahel polügoonil. Algse punktipilve arvutamiseks kasutati aga tervet Kunda linnas mõõdetud trajektoori.

**Tabel 16.** Trajektoori arvutusel saadud MLSi GNSS kõrguse standardhälve, vastuvõtja PDOP, vastuvõtja lahendus, silutud trajektoori parandi keskmine ruutviga ning hinnanguline kõrgusliku täpsuse keskmine ruutviga, kui arvutamisel kasutati mobiilse laserskanneri toorandmeid ja tugijaama andmeid vastavalt otseedastatud ja lõplike täpsete satelliidi orbiidi efemeriididega

			Tugijaam, MLS ja otseedastatud efemeriidid				Tugijaam, MLS ja lõplikud täpsed efemeriidid			
Polügoon/ Mõõtmispunkti nr	Kellaeg	MLS-i GNSS vastuvõtja kõrguse standardhälve (m)	MLS-i GNSS vastuvõtja PDOP	MLS-i GNSS vastuvõtja lahendus	Silutud trajektoori sisseviidud kõrguslik parand (KRV - mm)	Silutud trajektoori kõrguslik täpsushinnang (KRV - mm)	MLS-i GNSS vastuvõtja PDOP	MLS-i GNSS vastuvõtja lahendus	Silutud trajektoori sisseviidud kõrguslik parand (KRV - mm)	Silutud trajektoori kõrguslik täpsushinnang (mm)
I-1	8:33:50	1,25	5,2	Ujuv	40	-2	5,5	Ujuv	40	-2
I-2	8:34:31	1,42	5,6	Täpne	33	31	5,5	Täpne	33	31
II-1	8:41:25	1,24	2,3	Ujuv	31	9	2,0	Täpne	30	10
II-2	8:44:47	1,26	2,2	Ujuv	31	-3	2,2	Täpne	30	-4
II-3	8:48:35	1,26	0	Ujuv	37	-9	0	Ujuv	38	-9
II-4	8:52:33	1,15	332	Täpne	24	10	330	Täpne	26	10
II-5	13:37:32	1,15	0,3	Täpne	31	-9	0,3	Täpne	31	-9
II-6	13:43:37	1,14	3,9	Täpne	17	-4	3,0	Täpne	17	3



Esimese polügooni mõõtmistel olid PDOP väärtused mõlema arvutusskeemi kasutamisel üle viie ning seetõttu olid ka trajektoori kõrguslikud keskmise ruutvea parandid suured. Peale parandi sisseviimist hinnati ikkagi teise mõõtmise täpsuseks 31 mm. Sellel momendil oli GNSS vastuvõtja kõrguse standardhälve 1,42 m. Võrreldes otseedastatud ja täpsete efemeriididega arvutatud punktipilve, on näha, et esimest arvutusskeemi kasutades on rohkem mõõtnisi, kus GNSS vastuvõtja täpset lahendust ei saanud. Siiski saadi mõlemat skeemi kasutades lõplikuks trajektoori kõrguse keskmiseks ruutveaks seitsmel mõõtmisel kuni 10 mm.

Pärast trajektoori arvutust ühildati mobiilse laserskanneri punktipilv silutud trajektooriga. Punktipilve kõrguslikke väärtusi võrreldi nivelleeritud kõrgustega (Tabel 17).

**Tabel 17.** Mobiilse laserskaneerimise ja nivelleerimise absoluutkõrguse vahed polügoonidel, kui arvutamisel kasutati tugijaama andmeid nii otseedastatud, kui ka lõplike täpsete satelliidi efemeriididega. Välja on toodud mõlema arvutusskeemiga saadud punktipilve väärtuste vahed

Polügoon/ Mõõtepunkti nr	Nivelleeritud kõrgus (m)	Tugijaam ja otseedastatud efemeriidid		Tugijaam ja lõplikud täpsed efemeriidid		Otseedastatud ja lõplike täpsete efemeriididega arvutatud punktipilve vahe (mm)
		MLS-i punktipilve kõrgus (m)	Nivelleerimise ja MLS-i punktipilve kõrguse vahe (mm)	MLS-i punktipilve kõrgus (m)	Nivelleerimise ja MLS-i punktipilve kõrguse vahe (mm)	
I-1	39,740	39,663	77	39,682	58	-19
I-2		39,637	103	39,747	-7	-110
II-1	39,899	39,699	200	39,871	28	-172
II-2		39,813	86	39,907	-8	-94
II-3		39,794	105	39,870	29	-76
II-4		39,787	112	39,852	47	-65
II-5		39,833	66	39,823	76	10
II-6		39,915	-16	39,924	-25	-9

Kasutades trajektoori arvutusel enda tugijaama, mis ei ole ideaalses keskkonnas ning otseedastatud efemeride, on näha, et mõju kõrguslikule täpsusele on suur – kuni 200 mm. Esimesel polügoonil oli ebatäpsem teine mõõtmine, mil MLSi punktipilve ja nivelleerimise vahe oli 103 mm. Samal ajal oli primaarse GNSSi kõrguse standardhälve 1,42 m, mis näitab mõõtmise kvaliteeti (Tabel 16). Siiski parandas programm teiste süsteemidega lõpptulemust ning silutud trajektoori hinnanguliseks keskmiseks ruutveaks saadi 31 mm. MLSi mõõtmistel oli hetk enne esimesel polügoonil mõõtmist edasisuunalisel liikumisel 870 mm keskmise ruutveaga mõõtmine, mis võis avaldada mõju antud mõõtmise lähedal saadud kõrguste

väärtustele. Kuna ka tugijaamast ei saadud antud ajamomendil andmeid, siis sõltus mobiilne süsteem DMI ja IMU töötamisest. Vaadates täpsete efemeriididega saadud silutud trajektoori kõrguse keskmiseid ruutvigasid, tuli välja, et nii enne kui pärast esimest mõõtmist parandati trajektoori umbes 94 mm võrra, mis näitab, et antud ajahetkel tehtud mõõtmiste täpsus ei olnud väga hea.

Teise polügooni kõige ebatäpsem mõõtmine oli otseedastatud efemeriidide kasutades esimene mõõtmine, mil erinevus nivelleeritud ja skaneeritud punktipilve vahel oli 200 mm. Võrreldes esimese polügooni ebatäpseima mõõtmisega, oli antud mõõtmise ajal olemas side tugijaa maha ja PDOP väärtus lubatud suurusega, et saada täpne väärtus. Antud hetkel ei olnud aga mobiilse laserskanneri GNSS vastuvõtjal mõõtmise ajal täpset lahendust, mis võis tekitada ebatäpsuse kõrguse andmetes. Seda oli näha ka silutud trajektoori keskmise ruutvea parandeid vaadates, kus enne teise polügooni esimest mõõtmist parandati trajektoori 355 mm võrra. Täpseid efemeriidide kasutades saadi kõige ebatäpsem kõrguse väärtus esimese pärastlõunase mõõtmise ajal, mil erinevus punktipilve ja nivelleerimise vahel oli 76 mm. Antud mõõtmise ajal stabiliseerus alles PDOP, mis oli hetk enne mõõtmisi nullis ehk andmeid ei saadud. Edasisuunaline arvutus näitas viienda mõõtmise ajal keskmiseks ruutveaks 70 mm.

Järgmisena toimus punktipilve tasandamine. Tasanduse aruandes (Lisa 2), mille arvutamisel kasutati otseedastatud efemeriidide on näha, et asukoha parand on olnud maksimaalselt 107 mm ristitrajektoorigil. Kõrguse parand oli maksimaalselt -41 mm, mis ei ole kindlasti piisav eelnevalt saadud tulemuste põhjal. Trajektoori asukoha parandi väärtuse keskmine ruutviga on 42 mm. Trajektoori suuna andmetes parandati enim pöördsuunda – maksimaalselt -51,88 sekundit. Pöördsuuna suuremad parandused tehti hommikustes mõõtmistes. Suuna parandi keskmine ruutviga on 19,51 sekundit.

Trajektoori tasandamisel, mille arvutamisel kasutati täpseid efemeriidide, parandati enim kõrgust umbes -78 mm võrra ning seda esimesel mõõtmisel. Punktipilve väärtustest on ka näha, et antud momendil oli punktipilve kõrguse erinevus tegelikust kõrgusest väga suur võrreldes teise mõõtmisega (Tabel 17). Esimese pärastlõunase mõõtmise ehk teise polügooni viiendal mõõtmisel parandati trajektoori kõrgust umbes -30 mm võrra. Antud momendil oli MLSi punktipilve erinevus õigest kõrgusest 76 mm. Trajektoori asukoha parandi keskmine ruutviga on 27 mm. Trajektoori suuna parand oli suurim pöördsuunas. Aruandes on näha, et suuremad parandused toimusid nii hommikupoole kui ka pärastlõunal. Maksimaalne parand oli 57,24 sekundit. Suunast tingitud parandite keskmine ruutviga on 18,61 sekundit.

Tasandatud punktipilvest saadud polügoonide väärtusi hinnati nivelleeritud kõrgusega (Tabel 18). Lisatud on tasandatud punktipilve kõrguse väärtuse erinevus nivelleeritud kõrgusest pärast geoidi mudeli erinevust (Tabel 8) arvestades.

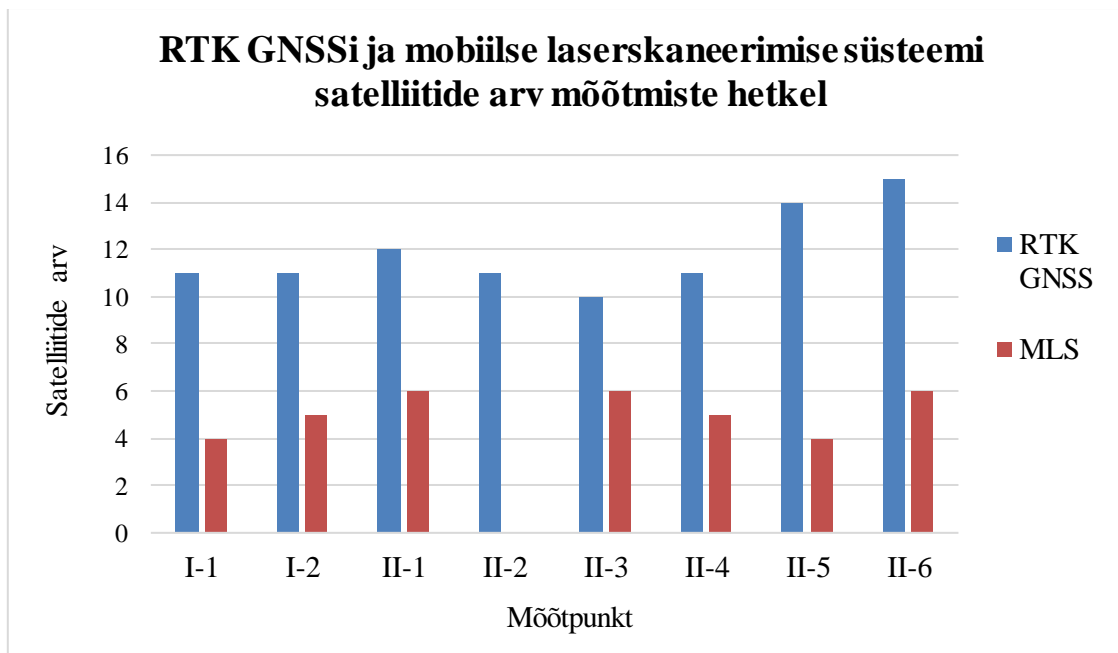
**Tabel 18.** Tasandatud punktipilve absoluutkõrguse väärtuste võrdlus polügoonidel nivelleeritud kõrgustega, kui arvutusel kasutati tugijaama andmeid. Lisaks on näidatud tasandatud punktipilve ja nivelleeritud kõrguse vahe pärast geoidi mudeli erinevuse arvestamist

Polügoon	Nivelleeritud kõrgus (m)	Tugijaam ja otseedastatud efemeriidid			Tugijaam ja lõplikud täpsed efemeriidid		
		Tasandatud MLS-i punktipilve kõrgus (m)	Nivelleerimise ja MLS-i punktipilve kõrguste vahe (mm)	Kõrguste vahe pärast geoidi mudeli erinevuse arvestamist (mm)	Tasandatud MLS-i punktipilve kõrgus (m)	Nivelleerimise ja MLS-i punktipilve kõrguste vahe (mm)	Kõrguste vahe pärast geoidi mudeli erinevuse arvestamist (mm)
I	39,740	39,637	103	96	39,734	6	-1
II	39,899	39,824	75	68	39,878	21	14

RiPrecision tasandas punktipilve mõlemal polügoonil madalamale tegelikust kõrgusest, olenemata, kas kasutati otseedastatud või lõplikke täpseid satelliidi efemeride. Kui arvutuses kasutati otseedastatud efemeride, tasandati esimese polügooni punkt 103 mm ning teise polügooni punkt 75 mm madalamale. Arvestades Kunda linna geoidi mudeli erinevusega, siis saadi tasandamise järgseteks erinevusteks esimesel polügoonil 96 mm ning teisel 68 mm. Pärast tasandust on punktipilve täpsus jätkuvalt kesine. Tulemuste põhjal (Tabel 18) võib väita, et kasutades trajektoori arvutusel otseedastatud efemeride ning enda ülesseatud tugijaama, mis ei ole ideaalses keskkonnas, ei muutu täpsus topo-geodeetiliste uuringute läbiviimisel suuremat täpsust nõudvate rajatiste jaoks aktsepteeritavaks. Püsiatendi, kaevukaane või muu sarnase rajatise täpsusnõuded on mõõtkavas 1:500 ja 1:1000 kolm sentimeetrit (Topo-geodeetilisele uuringule ja teostusmöödistamisele esitatavad nõuded, § 8 lg 4 punkt 1). Kasutades arvutusel tugijaama koos täpsete satelliidi efemeriididega, saadi esimese ja teise polügooni veaks vastavalt 6 mm ja 21 mm. Pärast geoidi mudeli kõrgusliku erinevuse arvestamist aga -1 mm ja 14 mm. Tulemustest põhjal võib väita, et täpsete efemeriidide lisamine raskemates oludes oleva tugijaama andmetele parandab kõrguslikku täpsust.

### **3.4 Arutelu**

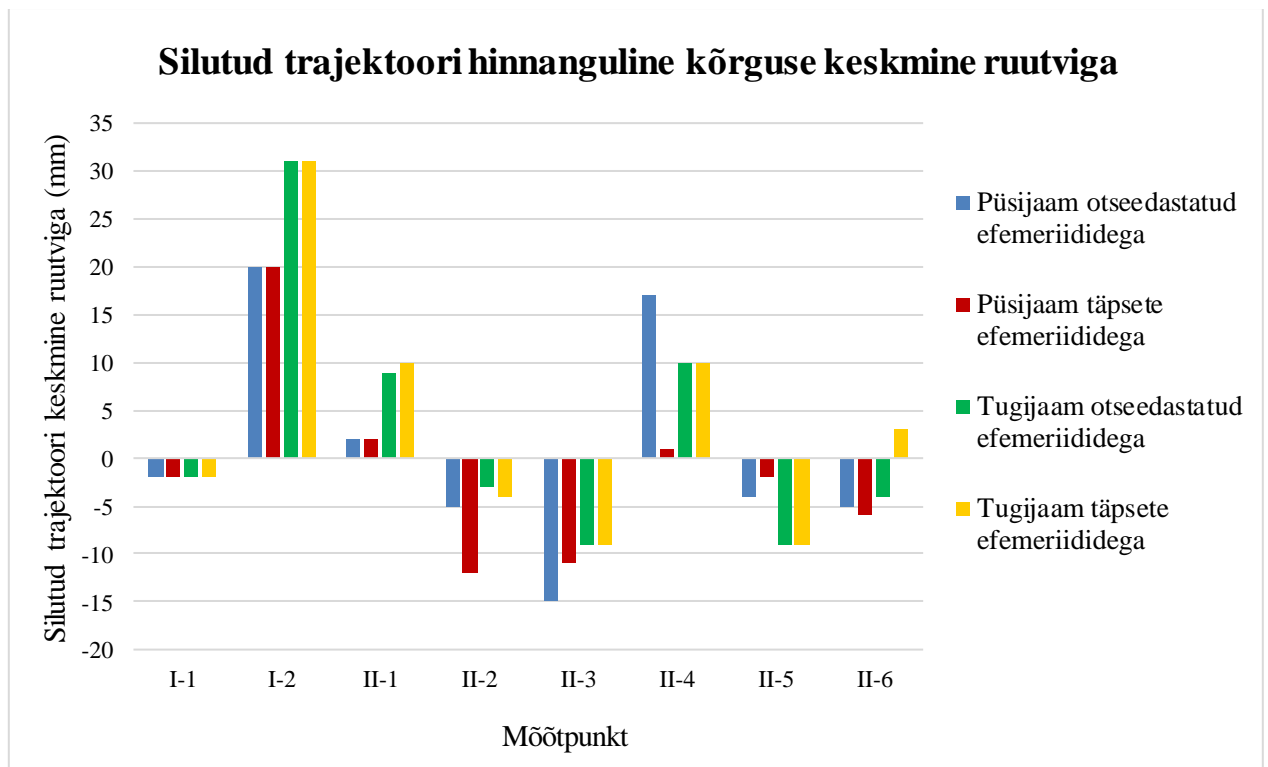
Algandmeid mõõdeti magistritöö jaoks samaaegselt RTK GNSS vastuvõtja ja mobiilse laserskaneerimise süsteemiga selleks, et leida mõlema süsteemi täpsus ning satelliitide arv. Satelliitide arv peegeldab hästi mõõtmistingimusi, mistõttu eeldati, et seadme kasutatavate satelliitide arv on seoses mõõtmistulemuse täpsusega. Nii RTK GNSS kui ka MLS saavutab täpse lahenduse nelja satelliidiga. Välja on toodud RTK GNSSi ja MLSi nähtavuses olnud satelliitide arv mõõtmiste hetkel (Joonis 26) ning RTK GNSS mõõtmiste absoluutkõrguslik erinevus nivelleeritud kõrgusest (Joonis 29).



**Joonis 26.** RTK GNSSi ja mobiilse laserskaneerimise süsteemi kasutatavate satelliitide arv mõõtmiste hetkel.

MLSi nähtavusallas oli kuni kuus satelliiti, sealhulgas teise polügooni teise mõõtmise ajal ei olnud ühtegi, mistõttu antud mõõtmine tugines DMI ja IMU andmetel. RTK GNSS kasutas kuni 15 satelliiti. Kõige vähem oli satelliite nähtavusallas teise polügooni kolmanda mõõtmise ajal. Mustrit RTK GNSSi ja MLSi satelliitide arvu vahel ei ole. Mõlemad süsteemid said erineva arvu satelliite sõltuvalt ajahetkest.

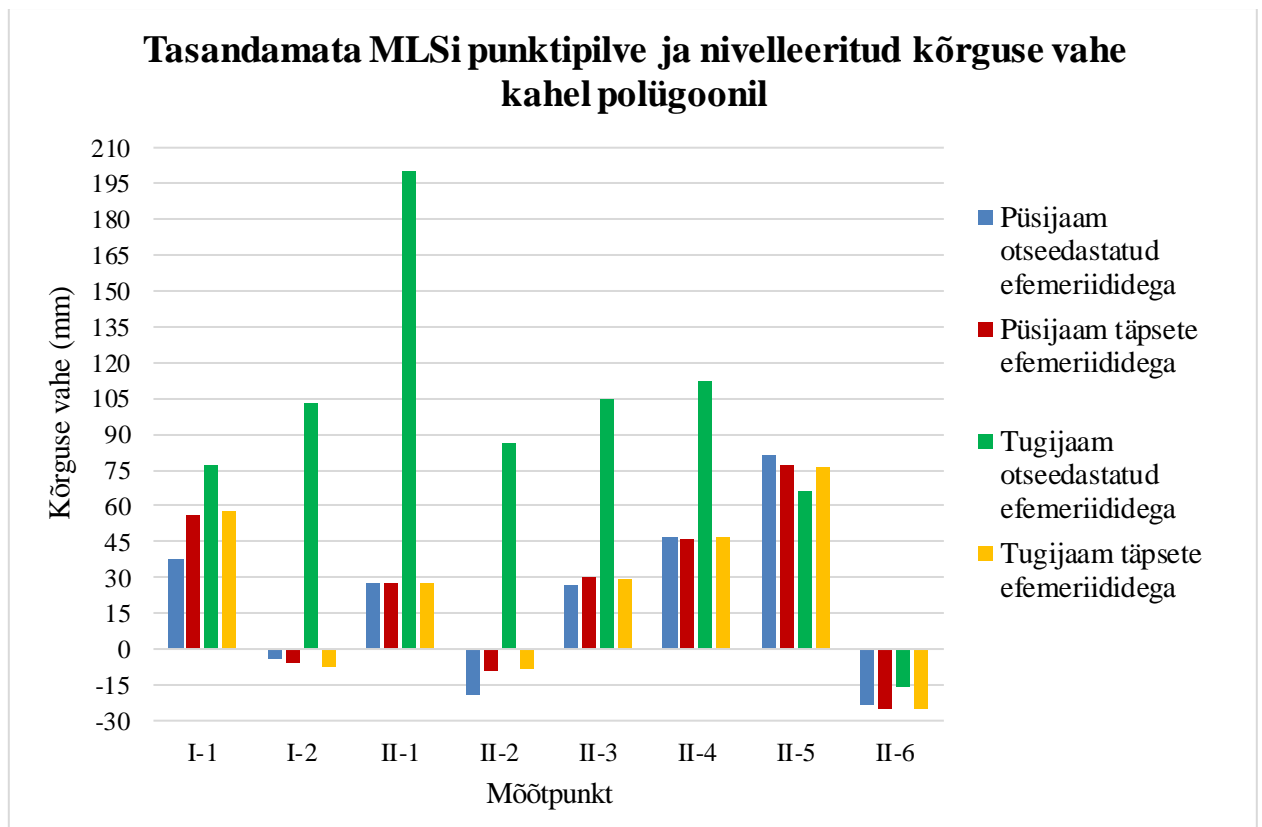
Mobiilse laserskaneerimise süsteemi punktipilvest saadavate koordineeritud andmete aluseks on väljas mõõdetud trajektoor. Autor uuris arvutatud nelja trajektoori silumise tulemusel saadud kõrguse täpsushinnanguid (Joonis 27). Näidatud on silutud trajektoori kõrguse hinnangulised keskmised ruutvead, kui kasutati esmalt Kunda püsijaama ja MLSi andmeid ning kui lisati täpsete efemeriidide andmed trajektoorige. Kolmandana arvutati oma tugijaama ja MLSi andmetega trajektoor ning hiljem lisati ka nendele andmetele täpsete efemeriidide andmestik. Välja on toodud vaid ajahetked, mil mobiilse laserskanneri ja RTK GNSS mõõtmised ühtisid. Algse punktipilve arvutusel kasutati tervet trajektoori.



**Joonis 27.** Silutud trajektoori hinnanguline kõrguse keskmine ruutviga mõõtepunktidel, kasutades nelja erinevat arvutusskeemi trajektoori arvutamisel.

Erinevate algandmetega arvutades jäid kõige suuremad hinnangulised kõrguslikud keskmised ruutvead trajektoori esimese polügooni teise punkti andmestikku. Kasutades Kunda püsijaama olid keskmised ruutvead kuni 20 mm ning kasutades tugijaama olid keskmised ruutvead kuni 31 mm. Täpsete efemeriidide kasutamine tugijaama trajektoori arvutusel, tehtud mõõtniste hetkel, suurt mõju ei avaldanud. Kõige rohkem on trajektoori täpsust mõjutanud Kunda püsijaama ning täpsete efemeriidide kasutamine. Kuuel mõõtmisel on märgata keskmise ruutvea suuruse paranemist või sarnast tulemust ainult püsijaama andmeid kasutades. Enamus trajektoori hinnangulised kõrguse keskmised ruutvead jäid kahe sentimeetri vahemikku.

Järgmisena lisati arvutatud trajektooriga mõõdetud punktipilved ning leiti, kui palju erineb tasandamata punktipilv õigest ehk nivelleeritud kõrgusest kahel polügoonil (Joonis 28). Tasandamata punktipilve võrreldi nivelleeritud kõrgusega, et leida mobiilse laserskaneerimise süsteemi mõju üksikmõõtmistele. Väärtused leiti eelnevalt mainitud neljal skeemil.



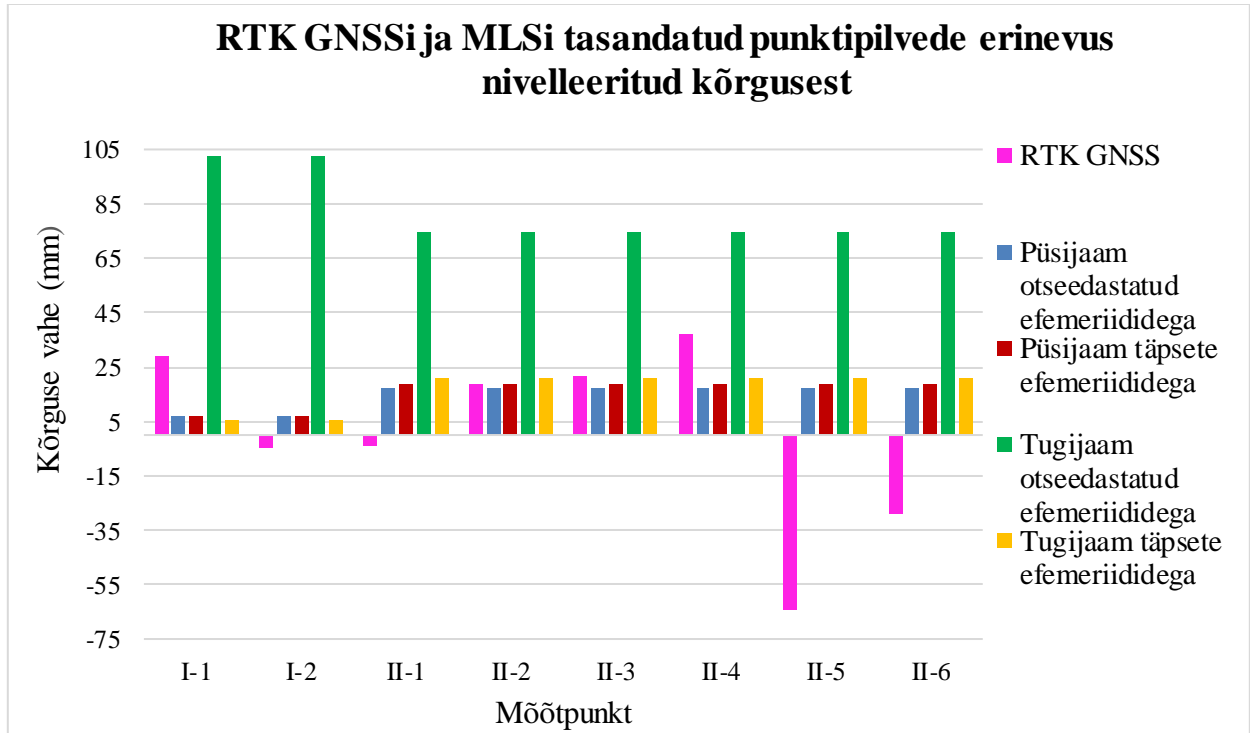
**Joonis 28.** Tasandamata MLSi punktipilve ja nivelleeritud kõrguse vahe polügoonidel, kasutades punktipilve arvutamiseks nelja erinevat arvutusskeemi.

Kõige rohkem erinevad tegelikust kõrgusest need punktid, mille trajektoori arvutamiseks kasutati oma tugijaama ning täpseid efemeriidide arvutusse ei kaasatud. Nii esimese polügooni teisel kui ka teise polügooni teisel ja kuuendal mõõtmisel saadi MLSiga suurem kõrguse väärtus võrreldes nivelleeritud kõrgusega. Vaid oma tugijaama kasutades saadi eelnevalt mainitud esimese kahe mõõtmise ajal kõrgus madalamale õigest kõrgusest. Kasutades Kunda püsijaama otseedastatud või täpsete efemeriididega ning enda paigaldatud tugijaama täpsete efemeriididega, saadi ligilähedaste väärtustega andmepunktid. See näitab, et andmetöötlusel võib kasutada mõlemat baasjaama. Stabiilsust andmetesse lisab täpsete efemeriidide kasutamine. Punktide tegelikud täpsused erinesid kellaajaliselt, kuid saadud tulemuste põhjal ei saa väita, et hommikupoole olid täpsemad mõõtmised kui pärastlõunal või vastupidi. Tulemustest on näha pärastlõunaste andmete (II-5, II-6) muutlikkust, saades nii kõrgemale kui ka madalamale kõrguse väärtuse õigest kõrgusest.

Lõpetuseks on näidatud RTK GNSSi üksikmõõtmiste ja MLSi punktipilve tasandatud erinevused nivelleeritud kõrgusest, kui arvutusel kasutati Kunda püsijaama või enda



paigaldatud tugijaama mõõteala kõrval ning kui nendele baasjaamadele lisati lõplikud täpsete satelliitide efemeriidide andmed (Joonis 29).



**Joonis 29.** RTK GNSSi ja nelja skeemi järgi arvutatud MLSi tasandatud punktipilvede kõrguslik erinevus nivelleeritud kõrgusest.

Kõige rohkem erines nivelleeritud ehk õigest kõrgusest oma tugijaamaga arvutatud mobiilse laserskaneerimise süsteemi tasandatud punktipilv. Esimesel polügoonil saadi erinevuseks 103 mm ning teisel 57 mm. Samas on näha, et täpsete efemeriidide lisamine tugijaama andmestikule on parandanud andmete täpsust tasemele, kui arvutusel kasutati Kunda püsijaama. Teiste skeemidega arvutades saadi esimesel polügoonil tasandatud punktipilve erinevuseks õigest kõrgusest kuni 7 mm. Teisel polügoonil jäid absoluutkõrguste väärtuste vahed alla 25 mm ja erinevus kolme arvutusskeemi vahel oli neli millimeetrit. Võrreldes Kunda püsijaamaga arvutatud tulemusi, on näha, et otseedastatud efemeriididega on teisel polügoonil saadud täpsemad tulemused kui täpseid efemeriidide kasutades. Siiski on erinevus vaid kaks millimeetrit. Punktipilvede tasandamise tulemusel võib öelda, et kõige ebatäpsemad kõrguslikud väärtused mobiilse laserskaneerimise andmetes tulevad, kui kasutatakse mitteideaalsesse keskkonda paigutatud tugijaama ning arvutusele ei lisata täpsete efemeriidide andmestikku. Ülejäänud skeemidega saadud absoluuttäpsused on

aktsepteeritavad suuremat täpsust nõudvate objektide mõõdistamisel topo-geodeetilistel uuringutel.

Võrreldes RTK GNSSi ja MLSi tasandatud punktipilve erinevusi nivelleeritud kõrgusega, on näha, et RTK GNSSi andmed on olnud väga muutlikud. RTK GNSSi erinevused õigest kõrgusest jäävad vahemikku -64 mm kuni 37 mm. Suurim erinevus tuli teise polügooni viiendal mõõtmisel. Pooltel mõõtmistest on RTK GNSS mõõtnud vastassuunas võrreldes MLSiga. Kuuel mõõtmisel kaheksast on RTK GNSS mõõtnud ebatäpsemalt kui MLS (väljaarvatud tugijaamaga arvutatud kõrgused), mis näitab, et ainult RTK GNSS mõõtmisi tehes, ei ole võimalik saavutada võrdväärset täpsust järeltöödeldud MLSi andmetega, mis kaasab ka kõrvalsüsteemide nagu DMI ja IMU andmeid. Samuti ei ole RTK GNSS mõõtmistel kasutatud satelliitide arv (Joonis 26) seoses mõõtmiste täpsusega.

Magistritöö tulemusel sai esimene hüpotees kinnituse – väga heas asukohas olev tugijaam tagab täpsemad kõrguslikud andmed. Seda nii otseedastatud kui ka täpsete efemeriididega. Kui arvutusel kasutati oma tugijaama, mis polnud ideaalses keskkonnas ning andmestikule lisati täpsete efemeriidide andmed, siis tulid tulemused sarnased püsijaamaga ehk täpsete satelliidi efemeriidide arvutusse kaasamine parandab kõrguslike andmete täpsust nagu arvati ka teises hüpoteesis. Kui ei kasutatud täpseid efemeride oma tugijaamaga arvutamisel, siis tulid kõrguslikud vead kuni 200 mm. Heasse keskkonda paigaldatud püsijaam suudab tagada stabiilsemad kõrguslikud andmed nii täpsete efemeriidide andmestikuga kui ka ilma. Tugijaama ebastabiilsemad andmed võivad tulla nii vektorarvutusest, kui arvutusel kasutatud Kunda püsijaama viga võis kanduda edasi tugijaama koordinaatidesse kui ka mitteideaalsest asukoha valikust tugijaamale. Kinnitust sai ka kolmas hüpotees, kus eeldati, et mobiilse laserskanneri eriaegadel mõõdistatud kõrguslikud andmed on paremad pärast järeltöötlust. Kasutades trajektoori arvutusel erinevaid arvutusskeeme, on vaid mõned üksikud mõõtmised parema absoluutse täpsusega enne punktipilve tasandamist (Joonis 28). Pärast punktipilvede tasandamist (Joonis 29) läksid kõrguslikud erinevused väiksemaks. Kinnitust sai ka viimane hüpotees, kus eeldati, et mobiilse laserskanneriga saab täpsemad andmed kui RTK GNSS mõõtmistega. Enamus RTK GNSS mõõtmisi erineb rohkem kui MLSi tasandatud punktipilv nivelleeritud kõrgusest (Joonis 29). Ainult kaks kõrgust erinesid õigest kõrgusest vähem, kuid RTK GNSS mõõtmistest on näha andmete ebastabiilsust, mida tasandatud MLSi andmetega esineb vähem.

Magistritöö tulemuste põhjal võib tulevastele mobiilse laserskaneerimise läbiviijatele soovitada võimalusel lähima püsijaama kasutamist järeltöötusel. Kui on vajadus kasutada oma tugijaama, siis tuleks sellele leida võimalikult hea horisondi avatusega koht või oodata lõplike täpsete satelliidi orbiidi efemeriidide faile trajektoori arvutamiseks, mis tagab usaldusväärsemad ja täpsemad tulemused. Lisaks tuleks planeerida mõõdistamise aega. Täpsema tulemuse jaoks peaks vaatama, mis ajal on mõõtekoha horisondil kõige rohkem satelliite ja leida momendid, kui satelliidid on GNSS vastuvõtja suhtes soodsa nurga all.

## KOKKUVÕTE

Mobiilne laserskaneerimine on üha enam kasutatav mõõtmise viis geodeetiliste mõõdistuste läbiviimiseks nii välismaal kui ka Eestis. Antud süsteem on eriti sobilik, kui mõõdistada on vaja joonelisi objekte nagu maanteed või suuri objekte, mille mõõdistamine teiste meetoditega võtab palju aega - näiteks suurte parklate mõõdistamine. Mobiilse laserskaneerimise kõrget täpsust on tõestatud mitmete uurimistöödega, sealhulgas antud magistritööga.

Magistritöö eesmärk oli hinnata mobiilse laserskaneerimise kõrguslikku täpsust keerulises keskkonnas. Selleks mõõdistati samaaegselt nii mobiilse laserskaneerimise süsteemi kui ka RTK GNSS seadmega kahel polügooni punktil Kunda linnas. Esimest polügooni ümbritsesid kõrged puud ning teine polügoon oli ühest küljest ümbritsetud kõrgete puudega. Referentsandmeteks võeti 2. klassi nivelleerimise andmed, mis saadi mõlemale polügooni punktile. Mobiilse laserskaneerimise täpsuse hindamiseks kasutati trajektoori arvutamisel nelja erinevat arvutusskeemi. Arvutamisel kasutati Kunda GNSS püsijaama, mõõteala kõrvale pandud GNSS tugijaama, otseedastatud efemeriidide ja lõplike täpsete satelliidi efemeriidide andmeid. Kõiki just nimetatud andmeid kombineeriti trajektoori arvutamiseks ning tulemustest leiti kõige parem arvutusskeem keerulises keskkonnas tehtud mõõdistamise kõrgusliku täpsuse tagamiseks.

Uurimistöö tulemusel leiti, et keerulises keskkonnas, kus objektid vähendavad horisonti ehk nähtavus mobiilse laserskaneerimise süsteemi ja satelliitide vahel on minimaalne, tuleks trajektoori arvutamisel kasutada kas ideaalses keskkonnas olevat GNSS püsijaama või kasutades enda mitteideaalsesse keskkonda paigaldatud GNSS tugijaama, tuleks oodata ära lõplike täpsete satelliidi efemeriidide andmestik ning lisada need tugijaama arvutusele juurde. Kasutades ideaalses keskkonnas olevat GNSS püsijaama, võib arvutusel kasutada nii otseedastatud kui ka lõplike täpseid efemeride, et saada täpsed kõrguslikud andmed. Kasutades neid kolme arvutusskeeme, saadi esimesel polügoonil nivelleeritud ja mobiilse laserskaneerimise andmete absoluutkõrguslik vahe kuus ja seitse millimeetrit ning teisel polügoonil 17 mm Kunda püsijaamaga arvutustel ning 21 millimeetrit tugijaama ja lõplike satelliidi efemeriididega arvutusel. Kasutades trajektoori arvutamisel mitteideaalses

keskkonnas olevat tugijaama ja otseedastatud efemeriide, saadi polügooni absoluutkõrguse täpsusteks 103 mm ja 75 mm vastavalt esimesel ja teisel polügoonil.

Uurimistöö käigus tuli välja RTK GNSS mõõtmiste ebastabiilsus. RTK GNSS mõõtmisi teostati samaaegselt mobiilse laserskaneerimisega, et leida, kas mõlema süsteemi vead on võrdsed. Võrdluse eelduseks oli samade satelliitide kasutamine. Kuigi RTK GNSS kasutas rohkem satelliite, siis mõõtmistel kasutatud satelliidid ühtisid kahel süsteemil. RTK GNSSiga saadi erinevus nivelleeritud kõrgusest vahemikus -64 mm kuni 37 mm. Mõõtmiste tulemusest tuli välja, et kahel korral oli RTK GNSS ja MLS-i mõõtmised võrdsed. Kuuel mõõtmisel oli aga märgatav erinevus ning RTK GNSS mõõtmised olid nivelleeritud kõrgusest nii ülespoole kui ka allapoole, kui MLS-i kõrgused olid stabiilselt kõrgemal nivelleeritud kõrgusest. Tulemused näitavad, et kuigi MLS-i peamine komponent õige kõrguse saamiseks on GNSS vastuvõtja, siis teised süsteemid suudavad keerulises keskkonnas tagada hea täpsusega andmed. Üksik RTK GNSS seade seda ei suuda.

Kõik enne praktilise töö läbiviimist püstitatud hüpoteesid said kinnitust. Väga hea asukohaga tugijaama kasutamine tagab täpsemad kõrguslikud andmed kui mõõteala kõrvale pandud piiratud horisondiga asukohta paigaldatud tugijaama kasutamine. Samuti parandab andmete täpsust lõplike täpsete satelliidi efemeriidide kasutamine arvutuses. Järeltöötlus tagab eriaegadel hangitud mobiilse laserskaneerimise süsteemi mõõdistusandmete kõrgusliku täpsuse ning mobiilse laserskaneerimise süsteemiga saab keerulises keskkonnas täpsemad ja stabiilsemad kõrguse andmed kui RTK GNSS mõõdistamisega.

Tulevikus võiks uurida ideaalses keskkonnas tehtavaid mobiilse laserskaneerimise süsteemi mõõtmisi, järgides trajektoori arvutusel sama metoodikat, mida antud magistritöös sai kasutatud. Tulemused näitavad, kui täpseid andmeid on võimalik saada ning kas mõni arvutusskeem annab ka teistega võrreldes kehvemad tulemused. Lisaks võiks veel kontrollida mõõdistuskoha geoidi mudeli täpsust, et leida kui suur osa veast tuleb geoidi mudelist.

## VIIDATUD KIRJANDUS

1. **Applanix Corporation** (2016). POSPac MMS GNSS-Inertial Tools User Guide. Kanada. 244 lk.
2. **Aule, S.** (2014). Mittestandardse kujuga ehitiste laserskaneerimine ja punktipilve põhjal modelleerimine TTÜ veetorni näitel. (Magistritöö). Tallinna Tehnikaülikooli teedeinstituut. Tallinn. 157 lk.
3. BeiDou Navigation Satellite System ametlik koduleht, 2017; ESA ametlik koduleht, 2017; viidatud **Løvås, M.** (2017). Increasing the Accuracy of Positioning in Mobile Mapping Systems. Magistritöö. Norra teaduse ja tehnoloogia ülikool. Trondheim. 83 lk.
4. **Bobkowka, K., Nykiel G., Tysiac P.** (2017). DMI Measurements Impact on a Position Estimation with lack of GNSS signals during Mobile Mapping – *Journal of Physics*: konverents 870.
5. **Botes, D., Global Geomatics.** (2013). Accuracy Assessment: Mobile Laser Scanning versus Competing Methods. Lõuna-Aafrika Vabariik. 16 lk. (16.12.2018)
6. **Chan, T. O.** (2011). Feature-based Boresight Self-Calibration of Mobile Mapping System. (Magistritöö). Calgary ülikooli geomaatika osakond. Kanada. 138 lk.
7. **Cleantech Sunshine Coast.** (2017). Mapping Goes to a Whole New Level. [veebileht] <http://www.cleantechsunshinecoast.org.au/lidar-aerial-mapping/> (20.03.2019)
8. **Cox, C.** (2016). Mobile Mapping System. A Buyer's Guide. [veebileht] <https://www.3dlasermapping.com/wp-content/uploads/2016/05/3DLM-BUYERS-GUIDE-WEB.pdf> (11.05.2019)
9. **Dikshit, O.** (2009). GPS Surveying Techniques. [veebileht] [https://nptel.ac.in/courses/Webcourse-contents/IIT-KANPUR/ModernSurveyingTech/lecture4/4\\_10\\_Traditional\\_Kinematic.htm](https://nptel.ac.in/courses/Webcourse-contents/IIT-KANPUR/ModernSurveyingTech/lecture4/4_10_Traditional_Kinematic.htm) (11.05.2019)
10. **Elseberg, J.** (2013). Improving Point Cloud Quality for Mobile Laser Scanning. (Dokoritöö). Saksamaa Jacobi ülikooli tehnika ja teaduse kool. Saksamaa. 221 lk.
11. **Fenniken, W., Wall, J., Bevely, D.** (2005). Characterization of various IMU error sources and the effect on navigation performance – *ION GNSS*. Kalifornia, Ameerika Ühendriigid. Lk 13-16; viidatud **Narayana K.** (2011). Solutions for the Localization of Mobile Mapping Systems in Structures Environments. (Dokoritöö). Pariisi ülikooli kolledži tehnika instituut. Pariis. 269 lk.
12. Geavis (2018). What are the characteristics and differences between RTK and PPK drone? [veebileht] <https://www.geavis.si/en/2018/03/characteristics-differences-rtk-and-ppk-drone/> (11.05.2019)
13. **Goad, C.C.** (1991). The Ohio State University Mapping System: The Positioning Component – *Proceedings of the 47th Annual Meeting*. Williamsburg, Virginia, Ameerika Ühendriigid, lk 121-124; **Novak, K.** (1991). The Ohio State University Mapping System: The Stereo Vision System

- Component - *Proceedings of the 47th Annual Meeting*. Williamsburg, Virginia, Ameerika Ühendriigid, lk 121-124, viidatud **Puente, I., Gonzalez-Jorge, H., Arias, P., Armesto, J.** (2011). Land-Based Mobile Laser Scanning Systems: A Review. Hispaania. 6 lk.
14. **Gordon, S., Lichti, D., Stewart, M.** (2001). Application of a High-Resolution, Ground-Based Laser Scanner for Deformation Measurement. – *The 10th FIG International Symposium of Deformation Measurements*. Orange, Kalifornia, Ameerika Ühendriigid, lk 23-32.
  15. **Gräfe, G.** (2008). Quality Management in Kinematic Laser Scanning Applications. Saksamaa. 6 lk, viidatud Annok, G. 2017. Mobiilse laserskaneerimise kõrguslik täpsus metsa ja lageda ala korral. (Bakalaureusetöö). Eesti Maaülikooli metsandus-ja maaehitusinstituut. Tartu. 60 lk.
  16. **Guan, H., Li, J., Zhou, Y., Yu, Y., Wang, C., Wen, C.** (2014). Automatic Extraction of Power Lines From Mobile Laser Scanning Data. <http://rssi.xmu.edu.cn/publications/Guan-Li-Zhou-Yu-Wang-Wen-IGARSS2014.pdf> (12.04.2019)
  17. **Hauser, D.L.** (2013). Three-Dimensional Accuracy Analysis of a Mapping-Grade Mobile Laser Scanning System. (Magistritöö). Houstoni ülikooli ehitus- ja keskkonnatehnoloogia instituut. Ameerika Ühendriigid. 110 lk.
  18. **Heritage G.L., Large A.R.B.** (2009). Laser Scanning for the Environmental Sciences. Suurbritannia: Blackwell Publishing Ltd. 278 lk.
  19. **Hess, A. R.** (s.a). Vintage Laser Archive. [veebileht] <https://sites.google.com/site/vintagelaserarchive/1998---2010> (20.03.2019)
  20. International GNSS Service (IGS). (s.a). Products. [veebileht] <http://www.igs.org/products> (20.02.2019)
  21. **Julge, K.** (2018). Laserskaneerimine ehitiste ja looduslike pinnavormide mõõdistamisel ning tulemuste modelleerimine. (Doktoritöö). Tallinna Tehnikaülikool. Tallinn. 146 lk.
  22. **Kaartinen, H., Hyypä, J., Kukko, A., Jaakkola, A.** (2012). Benchmarking Mobile Laser Scanning Systems Using a Permanent Test Field – *International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*. Nr 39-B5, lk 471-476.
  23. **Kokamägi, K.** (2016). Mobiilse laserskaneerimise kõrgusliku täpsuse hindamine erineva taimestiku korral. (Bakalaureusetöö). Eesti Maaülikooli metsandus- ja maaehitusinstituut. Tartu. 91 lk.
  24. **Kukko A.** (2013). Mobile Laser Scanning – System development, performance and applications. (Doktoritöö). Soome Aalto ülikooli kinnisvara, planeerimise ja geoinformaatika instituut. Aalto. 247 lk.
  25. **Løvås, M.** (2017). Increasing the Accuracy of Positioning in Mobile Mapping Systems. (Magistritöö). Norra teaduse ja tehnoloogia ülikool. Trondheim. 83 lk.
  26. **Mehaffey J.** (1998). Almanac and Ephemeris Data as used by GPS receivers. [veebileht] <http://gpsinformation.net/main/almanac.txt> (16.12.2018)
  27. **Narayana K.** (2011). Solutions for the Localization of Mobile Mapping Systems in Structures Environments. (Doktoritöö). Pariisi ülikooli kolledži tehnika instituut. Pariis. 269 lk.



28. **OXTS Inertial + GNSS.** (2016). Why is it important to use an inertial navigation system (INS) on a mobile mapping vehicle? [veebileht] <https://www.oxts.com/technical-notes/why-is-it-important-to-use-an-inertial-navigation-system-ins-on-a-mobile-mapping-vehicle/> (16.12.2018)
29. **Position Partners.** (s.a). Topcon IP-S2 Compact + Mobile Mapping. [veebileht] <https://www.positionpartners.com.au/product-categories/3d-scanning-mapping/mobile-mapping/topcon-ip-s2-compact-mobile-mapping.htm> (20.03.2019)
30. **Puente, I., Gonzalez-Jorge, H., Arias, P., Armesto, J.** (2011). Land-Based Mobile Laser Scanning Systems: A Review. Hispaania. 6 lk.
31. **Putnik, M.** (2018). Mobiilse laserskaneerimise tehnoloogia rakendamise teekatendite mõõdistamisel. – *Geodeet*. Nr 48, lk 11-22.
32. **Quintero, M. S., Genechten B. V., Bruyne, M. T., Poelman R., Hankar M., Barnes S., Caner H., Budei L., Heine E., Reiner H., García J. L. L. ja Taronger J. M. B.** (2008). Theory and practice on Terrestrial Laser Scanning, 3DRiskMapping. 241 lk.
33. Riegl VZ-400 Specification. (2014). *Riegli koduleht*. [veebileht] [http://www.riegl.com/uploads/tx\\_pxpriegldownloads/10\\_DataSheet\\_VZ-400\\_2017-04-24.pdf](http://www.riegl.com/uploads/tx_pxpriegldownloads/10_DataSheet_VZ-400_2017-04-24.pdf) (20.01.2019)
34. Hybrid Mobile Laser Mapping System Riegl VMZ: Käsiraamat. (2014). Austria: Riegl Laser Measurement Systems GmbH. 101 lk.
35. Riegl VMZ Technical Data. (2017). *Riegli koduleht*. [veebileht] [http://www.riegl.com/uploads/tx\\_pxpriegldownloads/RIEGL\\_VMZ\\_at-a-glance\\_Infosheet\\_2017-05-04.pdf](http://www.riegl.com/uploads/tx_pxpriegldownloads/RIEGL_VMZ_at-a-glance_Infosheet_2017-05-04.pdf) (20.01.2019)
36. RiPRECISION MLS Datasheet. (2014). *Riegli koduleht*. [veebileht] <http://www.rieglusa.com/pdf/riprecision-mls-datasheet.pdf> (18.02.2019)
37. **Romdas.** (s.a). High Resolution Distance Measuring Instrument (HR DMI). [veebileht] <https://romdas.com/romdas-hrdmi.html> (16.12.2018)
38. **Scan Surveying** (s.a). Terrestrial Laser Scanning. [veebileht] <http://scansurveying.com/en/terrestrial-laser-scanning/> (20.03.2019)
39. **Shan, J., Toth C. K.** (2009). Topographic Laser Ranging and Scanning: Principles and Processing. Ameerika Ühendriigid: CRC Press/Taylor & Francis Group. 590 lk
40. **Schmidt, G.T.** (2004). INS/GPS technology trends. Advances in Navigation Sensors and Integration Technology. RTO loengu seeriad, vol 232; viidatud **Narayana K.** (2011). Solutions for the Localization of Mobile Mapping Systems in Structures Environments. (Doktoritöö). Pariisi ülikooli kolledži tehnika instituut. Pariis. 269 lk.
41. Sokkia GCX2 spetsifikatsioon. (2015). *Topconi koduleht*. [veebileht] [https://www.topcon.co.jp/en/positioning/sokkia/products/pdf/GCX2\\_E.pdf](https://www.topcon.co.jp/en/positioning/sokkia/products/pdf/GCX2_E.pdf) (24.03.2019)
42. **Svežova, M.** (2018). Võrgu RTK mõõteseriaate täpsus. (Magistritöö). Eesti Maaülikooli metsandus- ja maaehitusinstituut. Tartu. 118 lk.

43. Topo-geodeetilisele uuringule ja teostusmõõdistamisele esitatavad nõuded. (vastu võetud 14.04.2016, viimati jõustunud 22.04.2016). – *Riigiteataja*  
<https://www.riigiteataja.ee/akt/119042016003> (20.04.2019)
44. Trimble BD982 spetsifikatsioon. (2010). *Trimble koduleht*. [veebileht]  
<http://trl.trimble.com/docushare/dsweb/Get/Document-867958/> (24.03.2019)
45. Trimble R8s spetsifikatsioon. (2017). *Trimble koduleht*. [veebileht]  
<https://geospatial.trimble.com/sites/default/files/2019-03/Datasheet%20-%20Trimble%20R8s%20GNSS%20System%20-%20English%20A4%20-%20Screen.pdf>  
 (24.03.2019)
46. Warner Surveys. (s.a). 3D Laser Scanning/ Truview Examples. [veebileht]  
<https://www.warnersurveys.com/services/topographic-measured-building-surveys/3d-laser-scanning-truview-examples/> (30.03.2019)
47. Wikipedia koduleht. Inertial Measurement Unit. [veebileht]  
[https://en.wikipedia.org/wiki/Inertial\\_measurement\\_unit](https://en.wikipedia.org/wiki/Inertial_measurement_unit) (10.11.2018)
48. **Yen, K., Akin, K., Ravani B., Lasky, T.A., Lofton, A.** (2010). Using Mobile Laser Scanning to Produce Digital Terrain Models of Pavement Surfaces. Ameerika Ühendriigid. 77 lk.

# **MOBILE LASER SCANNING ELEVATION DATA ACCURACY IN CLOSED AND PARTIALLY OPEN SKY AREA**

## **Summary**

Mobile laser scanning is becoming more frequently used method in geodetical measurements in abroad but also in Estonia. Given system is especially suitable, when there is a need to measure the linear objects like roads or large object as parking lots, that take a lot of time when using another methods. The high accuracy of the mobile laser scanning has been proved in several studies including this master's thesis.

The aim of the master's thesis was to assess the mobile laser scanning elevation data accuracy in complicated environment. To accomplish the aim of the study, the measurements with mobile laser scanning system and RTK GNSS were conducted at the same time in two polygons in Kunda town. First polygon was edged by tall trees and second polygon was edged by tall trees on one side. As a reference data, the 2. class levelling data was used for both polygon points. Mobile laser scanner accuracy was assessed with four different calculation schemes in trajectory computation. Calculations were done by using the Kunda GNSS reference station, base station installed next to the measuring site, raw broadcast ephemerides and final precise satellite orbits ephemerides. All mentioned data was combined for trajectory computations and from the results was found the best calculation scheme to obtain precise elevation data in complicated environment measurements.

As a result of the study, it was found that in complicated environment, where objects reduce the horizon by minimizing the visibility between mobile laser scanning system and satellites, for the trajectory computations should be used the GNSS reference station in ideal environment or when using the GNSS base station that is installed not in perfect environment, the final precise satellite ephemerides should be waited and added to base station data. When using the GNSS reference station that is located in perfect environment, the raw broadcast and final precise satellite ephemerides can be used for the trajectory computation to achieve high accuracy elevation data. When these three calculation schemes were used, the absolute height difference between the levelling and the mobile laser scanning in first polygon was six and

seven millimeters and in second polygon 17 mm when Kunda GNSS reference station was used and 21 mm, if the base station next to the measuring area and final precise satellite orbits were used in calculation. When the base station that was not in perfect environment and raw broadcast ephemerides were used, the absolute height difference between the levelling and the MLS in first polygon was 103 mm and in second polygon 75 mm.

From the study was found the instability of the RTK GNSS measurements. RTK GNSS survey was carried out at the same time with mobile laser scanning, to find out if the errors of the both systems are equal. In order to compare, the same satellites had to be used. Even though RTK GNSS receiver used more satellites, the same satellites were used in both systems. The height difference between RTK GNSS and levelling was in range of -64 mm to 37 mm. From the study was found out that RTK GNSS and MLS measurements were equal in two occasions. In six measurements were noticeable difference and RTK GNSS measurements were higher and lower from the levelling height, but MLS heights were steadily higher from the levelling height. The results showed that even though the main component of the MLS to gain elevation data is GNSS receiver, other systems could assure accurate data in complicated environment. The RTK GNSS receiver alone, could not provide it.

All hypotheses of the study were confirmed. The base station installed in perfect condition provide more precise elevation data than base station that is installed in the limited horizon next to the measuring site. Also, the use of final precise satellite ephemerides improves the accuracy of final elevation data. The post processing assures the accuracy of the elevation data obtained in different time with the mobile laser scanning system and the MLS provides more accurate and stable height data than the RTK GNSS survey.

In the future, the mobile laser scanner system accuracy should be investigated in ideal environment, while using the same trajectory calculation method as used in this master's thesis. The results show how accurate data can be obtained and, if any calculation scheme provides lower accuracy. In addition, the geoid model in measurement site should be controlled to find out the geoid model error from the final result.

**LISAD**

## Lisa 1. Tugijaama arvutusel saadud vektorite keskmised ruutvead

Vasakult paremale on näidatud vektor, põhjasuunaline keskmine ruutviga, idasuunaline keskmine ruutviga, vertikaalne keskmine ruutviga ning kõigi kolme näitaja põhjal saadud üldine keskmine ruutviga. Viimases tulbas on välja toodud lahenduse tüüp (*fixed* – täpne, *wide lane* – lai vahe)

Name	GPS Obs Precisions				Solution Type
	North RMS(m)	East RMS(m)	Vert RMS	RMS(m)	
EEAH-EEJA	0.018	0.014	0.041	0.047	Fixed, Wide Lane
EEAH-EEKN	0.013	0.010	0.030	0.035	Fixed, Wide Lane
EEAH-GPS2_0412	0.014	0.010	0.030	0.035	Fixed, Wide Lane
EEJA-EEKN	0.014	0.011	0.031	0.035	Fixed, Wide Lane
EEJA-EETA	0.014	0.011	0.032	0.037	Fixed, Wide Lane
EEJA-GPS2_0412	0.014	0.010	0.031	0.036	Fixed, Wide Lane
EEKN-GPS2_0412	0.001	0.001	0.002	0.002	Fixed
EETA-GPS2_0412	0.020	0.014	0.043	0.049	Fixed, Wide Lane

## Lisa 2. Punktipilve tasandamisjärgsed aruanded

Kunda püsijaama, mobiilse laserskaneerimise ja otseedastatud efemeriidide andmete tasanduse aruanne



# Kunda püsijaama, mobiilse laserskaneerimise ja täpsete satelliidi orbiidi efemeriidide andmete tasanduse aruanne

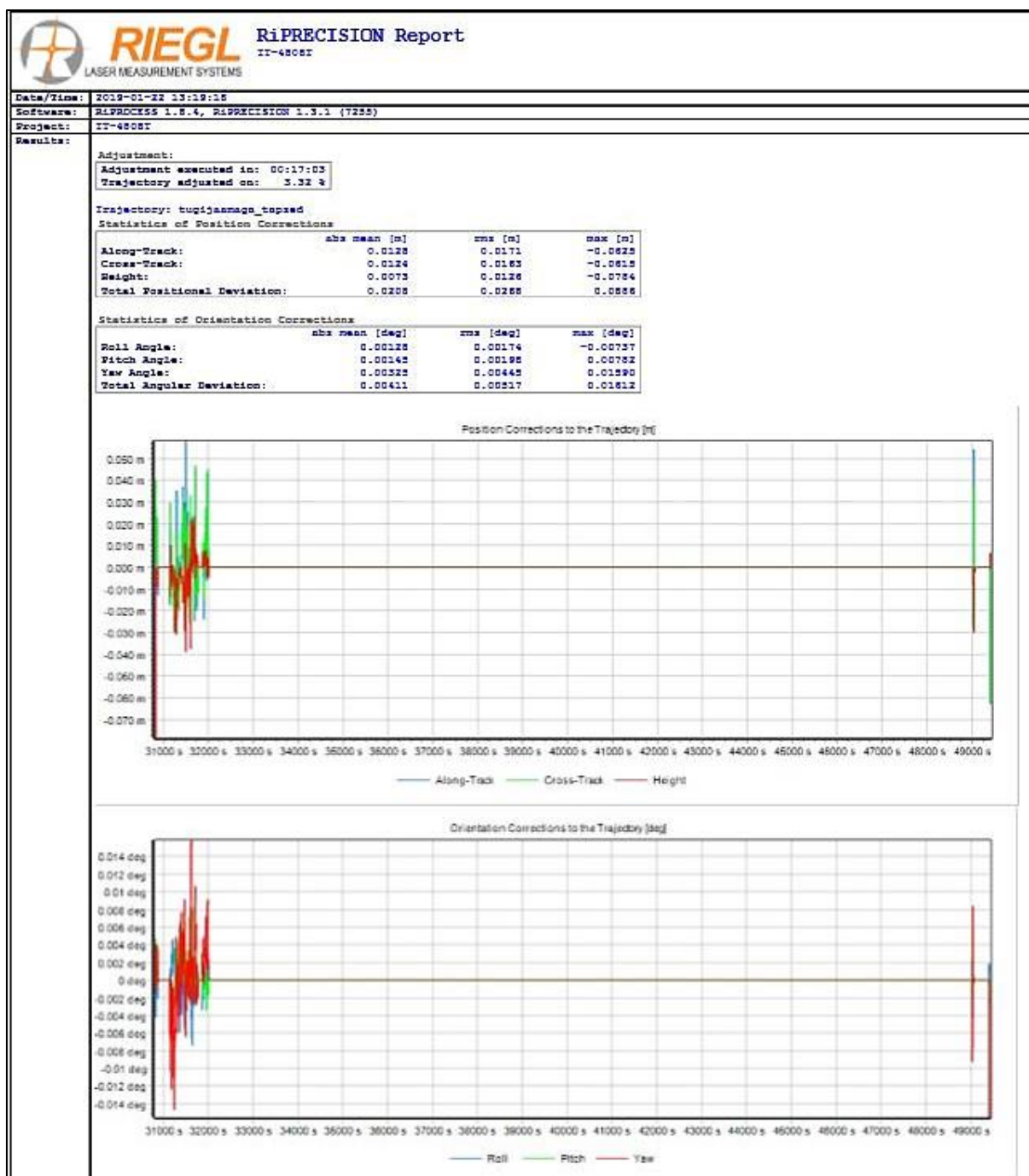




Mõõteala kõrvale pandud tugijaama, mobiilse laserskaneerimise ja otseedastatud efemeriidide andmete tasanduse aruanne



Mõõteala kõrvale pandud tugijaama, mobiilse laserskaneerimise ja täpsete satelliidi orbiidi efemeriidide andmete tasanduse aruanne



### Lisa 3. RTK GNSS mõõtmiste raport

RTK GNSS mõõtmiste X ja Y koordinaadid L-EST97 süsteemis, kõrgus EH2000 süsteemis, horisontaal- ja vertikaaltäpsus, PDOP ning satelliitide arv

Punkt	X koordinaat (m)	Y koordinaat (m)	Kõrgus (m)	Hor_ täpsus (m)	Vert_ täpsus (m)	PDOP	Satelliitide arv
I-1	6598995,660	643496,776	39,711	0,012	0,020	2,0	11
I-2	6598995,676	643496,770	39,745	0,055	0,089	2,3	11
II-1	6599009,105	643453,290	39,903	0,008	0,014	1,8	12
II-2	6599009,065	643453,302	39,880	0,010	0,018	5,0	11
II-3	6599009,079	643453,286	39,877	0,019	0,035	4,4	10
II-4	6599009,049	643453,304	39,862	0,013	0,022	3,9	11
II-5	6599009,077	643453,296	39,963	0,006	0,010	1,6	14
II-6	6599009,096	643453,301	39,928	0,007	0,013	2,0	15

**Lihtlitsents lõputöö salvestamiseks ja üldsusele kättesaadavaks tegemiseks  
ning juhendaja(te) kinnitus lõputöö kaitsmisele lubamise kohta**

Mina, Gerly Annok,  
sünniaeg, 05.10.1995

1. annan Eesti Maaülikoolile tasuta loa (lihtlitsentsi) enda loodud lõputöö  
Mobiilse laserskaneerimise kõrguslik täpsus kinnise ja osaliselt avatud taevalaotuse korral,  
mille juhendajad on Natalja Liba ning Valdar Tammin,

- 1.1. salvestamiseks säilitamise eesmärgil,
- 1.2. digiarhiivi DSpace lisamiseks ja
- 1.3. veebikeskkonnas üldsusele kättesaadavaks tegemiseks

kuni autoriõiguse kehtivuse tähtaja lõppemiseni;

2. olen teadlik, et punktis 1 nimetatud õigused jäävad alles ka autorile;

3. kinnitan, et lihtlitsentsi andmisega ei rikuta teiste isikute intellektuaalomandi ega  
isikuandmete kaitse seadusest tulenevaid õigusi,

Lõputöö autor

\_\_\_\_\_

allkiri

Tartu, 28.05.2019

---

**Juhendaja(te) kinnitus lõputöö kaitsmisele lubamise kohta**

Luban lõputöö kaitsmisele,

\_\_\_\_\_  
(juhendaja nimi ja allkiri)

\_\_\_\_\_  
(kuupäev)

\_\_\_\_\_  
(juhendaja nimi ja allkiri)

\_\_\_\_\_  
(kuupäev)